

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Comparación de la Respuesta Sísmica de un Edificio  
de Hormigón Armado Estructurado con Muros  
Mecedores Postensados y con Muros Monolíticos

Por:

Fernando Sebastián Muñoz Álvarez

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: David Poblete López

Profesor Correferente: Patricio Quintana Gallo

enero de 2022

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres Enrique y Julia, quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir un sueño más, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía, gracias por el apoyo a lo largo de toda mi carrera universitaria y durante mi vida.

A mi hermano Leonardo, por el apoyo y cariño incondicional, quien hoy es mi ejemplo para seguir viendo la persona y el profesional que se ha convertido.

A mis abuelos, Sergio y María, mi tío Daniel, mi primo Felipe, por su afecto y la constante motivación que me entregaron para finalizar este proceso.

Agradezco mis amigos Cesar, Nicolas, Alejandro y Benjamín, aquellos amigos de colegio que se convierten en amigos de vida. También a mis amigos y compañeros de universidad y a cada persona que ha formado parte de este importante camino, por cada momento, experiencias y enseñanzas que me han brindado.

A Fabiola, por el apoyo y el amor que me ha brindado durante largos años, tu ayuda ha sido fundamental, has estado conmigo en momentos difíciles, eres un pilar fundamental en mi vida gracias por tu sabiduría, calma y consejo en todo momento.

Agradecer al profesor David Poblete por su apoyo para llevar a cabo este trabajo.

Finalmente, agradezco al profesor Patricio Quintana Gallo, por ser un apoyo fundamental, motivador e inspirador, por su disposición y preocupación con sus alumnos.

*En memoria de mi Querida Amiga...  
Yaritza Macarena Puebla Ossandón.*

*17-11-2019.*

# INDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS .....	VI
ÍNDICE DE TABLAS .....	XI
CAPITULO I.....	1
1. Introducción .....	1
1.1. Motivación .....	1
1.2. Objetivo general .....	4
1.3. Objetivos específicos .....	4
1.4. Metodología.....	5
CAPITULO II.....	6
2. Antecedentes y Revisión bibliográfica .....	6
2.1. Sistemas Híbridos .....	6
2.2. Disipación de Energía .....	7
2.3. Modelación .....	8
2.4. Guía de Diseño .....	9
CAPÍTULO III.....	10
3. Descripción del Caso de Estudio y Análisis Según Norma NCh433 .....	10
3.1. Análisis Lineal Estático.....	10
3.1.1. Cargas Estáticas y Peso Sísmico .....	10
3.1.2. Modelo de Análisis .....	11
3.2. Análisis Modal Espectral .....	12
3.3. Resultados del Análisis .....	13
3.3.1. Corte Basal.....	13
3.4. Deformaciones Sísmicas.....	15
3.5. Espectro Elástico de Desplazamiento.....	15
CAPÍTULO IV .....	18
4. Diseño de la Estructura Monolítica Convencional.....	18
4.1. Disposiciones de Diseño y Combinaciones de carga .....	18
4.1.1. Sobrecarga de Uso y otras Consideraciones.....	18
4.1.2. Materiales Utilizados .....	18
4.2. Diseño del Refuerzo .....	19
4.2.1. Vigas.....	20
4.2.2. Columnas .....	24
4.2.3. Verificación Resistencia al Corte en Nudos .....	28
4.3. Muros.....	29
4.3.1. Diseño a Flexión y Carga Axial .....	29

4.3.2. Diseño al Corte.....	31
4.3.3. Elementos Especiales de Borde .....	32
4.3.4. Esquemas y Detalles de muros. ....	34
CAPÍTULO V .....	35
5. Metodología Para Uniones Híbridas. ....	35
5.1. Diseño Directo Basado en Desplazamiento (DDBD) .....	35
5.1.1. Amortiguamiento Equivalente Viscoso, Demanda de Ductilidad y Desplazamiento de Fluencia. ....	36
5.1.2. Periodo Efectivo y Corte Basal .....	38
5.2. Análisis Seccional .....	39
5.2.1. Analogía Viga Monolítica.....	39
5.2.2. Deformación del Hormigon.....	39
5.2.3. Deformación Acero postensado y Acero Convencional.....	41
5.3. Respuesta Momento – Rotación .....	42
5.4. Relación Esfuerzo Deformación.....	44
5.4.1. Hormigon .....	44
5.4.2. Acero Convencional .....	45
5.4.3. Acero Postensado .....	46
CAPITULO VI .....	47
6. Diseño Uniones Híbridas: Consideraciones.....	47
6.1. Resultados del Análisis DDBD .....	48
6.2. Configuración del Refuerzo.....	49
6.2.1. Vigas.....	49
6.2.2. Muros.....	52
CAPITULO VII .....	55
7. Modelación Análisis No-Lineal .....	55
7.1. Modelo de Análisis .....	55
7.2. Modelación Estructura Convencional.....	55
7.2.1. Vigas y Muros.....	56
7.2.2. Columnas .....	56
7.2.3. Conectividad entre Elementos .....	56
7.2.4. Deformación por Corte .....	57
7.2.5. Longitud de Rotula Plástica.....	57
7.2.6. Cargas Estáticas Iniciales .....	57
7.2.7. Regla de Histéresis .....	57
7.3. Modelación Estructura Híbrida .....	59
7.3.1. Vigas y Muros.....	59

7.3.2. Regla de Histéresis .....	60
CAPITULO VIII .....	62
8. Análisis Cuasi-Estáticos y Análisis Dinámico No-Lineal .....	62
8.1. Análisis Incremental (Pushover).....	62
8.1.1. Estructura Convencional .....	62
8.1.2. Estructura Híbrida .....	63
8.2. Análisis Incremental Cíclico (Push-Pull) .....	64
8.2.1. Estructura Convencional .....	64
8.2.2. Estructura Híbrida .....	66
8.3. Análisis Dinámico No-Lineal.....	68
8.3.1. Estructura Convencional .....	70
8.3.2. Estructura Híbrida .....	85
CAPITULO IX .....	99
9. Comparación Resultados Análisis No-Lineal Dinámico.....	99
9.1. Demandas Globales.....	99
9.1.1. Comparación Desplazamientos de Techo en el Tiempo .....	99
9.1.2. Comparación Deformaciones Residuales .....	101
9.2. Demandas Locales.....	104
9.2.1. Comparación Envolvente de Momento en Muro.....	104
9.2.2. Comparación Envolvente de Corte en Muro .....	107
9.2.3. Comparación Envolvente de Momento en Columna .....	110
9.2.4. Comparación Envolvente de Corte en Columna.....	113
9.2.5. Comparación Curvas de Histéresis.....	116
CAPITULO X .....	125
10. Resumen y Conclusiones.....	125
10.1. Resumen .....	125
10.2. Conclusiones .....	125
11. Referencias .....	127
12. Anexos.....	130
A. Disposición 5.9.3 Norma Nch433 (Análisis sísmico).....	130
B. Elevaciones .....	131
C. Código Ruamoko Estructura Híbrida.....	132

# ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> - Comportamiento de la respuesta de un sistema híbrido [3].	2
<b>Figura 1.2</b> - A) Estructura ensayada en la investigación PRESSSS [5]; B) Comparación entre la respuesta de un sistema tradicional monolítico y un sistema híbrido [6]; C) y D) Resultados finales del muro tradicional y muro mecedor ensayados por Holden [1].	2
<b>Figura 1.3</b> - (a) Edificio Paramount de 39 pisos en San Francisco. [7]; (b) Edificio prototipo diseñado por P. Bonelli. [8]; (c) Edificio Marina Paihue construido con marcos híbridos y aislación basal. [9].	3
<b>Figura 2.1</b> - Histéresis de varios sistemas estructurales. [1].	6
<b>Figura 2.2</b> - Comparación respuesta histéresis de un sistema elastoplástico (E-P) versus: (a) Sistema monolítico; (b) Sistema híbrido. [12].	7
<b>Figura 2.3</b> - Fuente de disipación interna o disipación externa. [6].	7
<b>Figura 2.4</b> - (a) Amortiguador viscoso; (b) Acero dulce; (c) Muro PT con ambos dispositivos (tomado de Marriott (2008) [3, 4]).	8
<b>Figura 2.5</b> - Esquema de modelación para un muro: (a) Modelo múltiples resortes. (b) Modelo de plasticidad concentrada [14].	8
<b>Figura 3.1</b> - Planta tipo del edificio (todos los pisos).	10
<b>Figura 3.2</b> - Modelo de análisis tridimensional en ETABS.	11
<b>Figura 3.3</b> - Espectros de diseño.	15
<b>Figura 3.4</b> - Desplazamientos relativos entrepiso, medidos en el centro de masa.	15
<b>Figura 3.5</b> - Espectro de desplazamiento Nch433.	16
<b>Figura 3.6</b> - Elevaciones tipo en la dirección Y: (a) Ejes 1 y 8, (b) Ejes 2 - 7.	17
<b>Figura 4.1</b> - Modelo de la curva esfuerzo-deformación del hormigón no-confinado.	19
<b>Figura 4.2</b> - Esquema de fuerzas y cargas en vigas, tomada de ACI318-08.	21
<b>Figura 4.3</b> - Detalle del refuerzo en vigas: izquierda sección en el largo confinado, derecha sección en el vano.	23
<b>Figura 4.4</b> - Diagrama de interacción columnas primer y octavo piso, Dirección X.	24
<b>Figura 4.5</b> - Diagrama de interacción columnas primer y octavo piso, Dirección Y.	25
<b>Figura 4.6</b> - Demanda de corte en columnas, tomado de ACI318-08.	26
<b>Figura 4.7</b> - Detalle columnas.	27
<b>Figura 4.8</b> - Esquema de fuerzas en nudos [15].	28
<b>Figura 4.9</b> - Diagrama de interacción muro en Y.	30
<b>Figura 4.10</b> - Diagrama de interacción muro en X.	30
<b>Figura 4.11</b> - Detalle muros Y.	34

<b>Figura 5.1</b> - Procedimiento DDBD, tomado de Priestley [12]. .....	35
<b>Figura 5.2</b> - Efectos al variar la razón de auto-centrado en la curva de histéresis tipo bandera. ....	37
<b>Figura 5.3</b> – Concepto Analogía Viga Monolítica [13]. .....	39
<b>Figura 5.4</b> - Marco híbrido sometido a una rotación arbitraria $\Theta$ . .....	41
<b>Figura 5.5</b> - Procedimiento para determinar curva momento-rotación de un sistema híbrido usando la analogía de la viga monolítica. ....	44
<b>Figura 5.6</b> - Modelo esfuerzo-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado [23]. .....	44
<b>Figura 5.7</b> - Bloque equivalente de esfuerzos [6]. .....	45
<b>Figura 6.1</b> - Espectro de desplazamiento elástico y reducido. ....	48
<b>Figura 6.2</b> - Detalles de vigas postensadas. ....	50
<b>Figura 6.3</b> - Contribución al momento de la viga. ....	51
<b>Figura 6.4</b> - Respuesta momento-rotación de muros. ....	53
<b>Figura 6.5</b> - Detalle muro híbrido. ....	54
<b>Figura 7.1</b> - (a) Miembro Tipo "Frame"; (b) Elemento de plasticidad concentrada tipo "Giberson Beam". .....	55
<b>Figura 7.2</b> - Esquema ajuste interacción momento carga axial tipo "concrete beam-column" .....	56
<b>Figura 7.3</b> - Modelo Ruaumoko 2D. ....	57
<b>Figura 7.4</b> - Regla de Histéresis, Takeda [26]. ....	58
<b>Figura 7.5</b> - Elemento tipo Spring o resorte. ....	60
<b>Figura 7.6</b> - Regla de histéresis "Flag-Shape Bi-Linear" .....	60
<b>Figura 7.7</b> - Reglas de histéresis tipo "bandera" (a) Muros; (b) Vigas. ....	61
<b>Figura 8.1</b> - Análisis incremental "pushover", estructura tradicional. ....	63
<b>Figura 8.2</b> - Análisis incremental "pushover", estructura híbrida. ....	63
<b>Figura 8.3</b> - Función de multiplicación del vector de fuerzas en el tiempo .....	64
<b>Figura 8.4</b> - Corte Basal y Distorsión Global - análisis cíclico cuasi-estático .....	64
<b>Figura 8.5</b> - Momento- Curvatura base muro. ....	65
<b>Figura 8.6</b> - Momento - Curvatura base columna. ....	65
<b>Figura 8.7</b> - Momento Curvatura viga. ....	65
<b>Figura 8.8</b> - Distorsión Global Impuesta en el tiempo, Pushpull. ....	66
<b>Figura 8.9</b> - Corte y distorsión Global - Análisis cíclico por desplazamientos. ....	66
<b>Figura 8.10</b> – Momento - Rotación base muro. ....	67
<b>Figura 8.11</b> - Momento - rotación viga. ....	67
<b>Figura 8.12</b> - Momento - Curvatura base columna. ....	67
<b>Figura 8.13</b> - Registro de aceleración, Valparaíso 1985, Chile. ....	68
<b>Figura 8.14</b> - Registro de aceleración, Valparaíso 1985, Chile. ....	69

<b>Figura 8.15</b> - Registro de aceleración, Maule 2010, Chile. ....	69
<b>Figura 8.16</b> - Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda. ....	69
<b>Figura 8.17</b> - Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos.....	69
<b>Figura 8.18</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile 1985) .....	70
<b>Figura 8.19</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Lloleto (Chile 1985) .....	71
<b>Figura 8.20</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Concepción Centro (Chile 2010) .....	71
<b>Figura 8.21</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Christchurch (Nueva Zelanda 2011) .....	71
<b>Figura 8.22</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Sylmar (EE. UU 1994).....	72
<b>Figura 8.23</b> - Deformada del sistema para DR máximo y mínimo. ....	73
<b>Figura 8.24</b> - Máximos desplazamientos relativos de entrepiso. ....	74
<b>Figura 8.25</b> - Deformaciones residuales de la estructura por registro. ....	75
<b>Figura 8.26</b> - Envolvente de momento muro tipo .....	76
<b>Figura 8.27</b> - Envolvente de corte en muro tipo. ....	77
<b>Figura 8.28</b> - Envolvente de momento en columna interior. ....	78
<b>Figura 8.29</b> - Envolvente de corte para columna interior. ....	79
<b>Figura 8.30</b> - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Viña del Mar. ....	80
<b>Figura 8.31</b> - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Viña del Mar. ....	80
<b>Figura 8.32</b> - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Lloleto. ....	81
<b>Figura 8.33</b> - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Lloleto. ....	81
<b>Figura 8.34</b> - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Concepción.....	82
<b>Figura 8.35</b> - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Concepción.....	82
<b>Figura 8.36</b> - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Christchurch. ....	83
<b>Figura 8.37</b> - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Christchurch. ....	83
<b>Figura 8.38</b> - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Sylmar.....	84
<b>Figura 8.39</b> - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Sylmar. ....	84
<b>Figura 8.40</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile 1985) .....	85
<b>Figura 8.41</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Lloleto (Chile 1985) .....	85
<b>Figura 8.42</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Concepción Centro (Chile 2010) .....	86
<b>Figura 8.43</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Christchurch (Nueva Zelanda 2011) .....	86
<b>Figura 8.44</b> - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Sylmar (EEUU 1994).....	86
<b>Figura 8.45</b> - Deformada del sistema para DR máximo y mínimo. ....	87
<b>Figura 8.46</b> - Máximos desplazamientos relativos de entrepiso. ....	88

<b>Figura 8.47</b> - Deformaciones residuales de la estructura por registro. ....	89
<b>Figura 8.48</b> - Envoltente de momento en muro tipo. ....	90
<b>Figura 8.49</b> - Envoltente de corte Muro tipo. ....	91
<b>Figura 8.50</b> - Envoltente de momento en columna interior. ....	92
<b>Figura 8.51</b> - Envoltente de corte en columna interior. ....	93
<b>Figura 8.52</b> - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Viña del Mar. ....	94
<b>Figura 8.53</b> - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Viña del Mar. ....	94
<b>Figura 8.54</b> - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Llolleo. ....	95
<b>Figura 8.55</b> - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Llolleo. ....	95
<b>Figura 8.56</b> - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Concepción. ....	96
<b>Figura 8.57</b> - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Concepción. ....	96
<b>Figura 8.58</b> - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Christchurch. ....	97
<b>Figura 8.59</b> - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Christchurch. ....	97
<b>Figura 8.60</b> - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Sylmar. ....	98
<b>Figura 8.61</b> - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Sylmar. ....	98
<b>Figura 9.1</b> - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Viña del Mar. ....	99
<b>Figura 9.2</b> - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Llolleo. ....	99
<b>Figura 9.3</b> - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Concepción. ....	100
<b>Figura 9.4</b> - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Christchurch. ....	100
<b>Figura 9.5</b> - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Sylmar. ....	100
<b>Figura 9.6</b> - Comparación desplazamientos residuales, registro Viña del Mar. ....	101
<b>Figura 9.7</b> - Comparación desplazamientos residuales, registro Llolleo. ....	102
<b>Figura 9.8</b> - Comparación desplazamientos residuales, registro Concepción. ....	102
<b>Figura 9.9</b> - Comparación desplazamientos residuales, registro Christchurch. ....	103
<b>Figura 9.10</b> - Comparación desplazamientos residuales, registro Sylmar. ....	103
<b>Figura 9.11</b> - Comparación demanda de momento en muro, registro Viña del Mar. ....	104
<b>Figura 9.12</b> - Comparación demanda de momento en muro, registro de Llolleo. ....	105
<b>Figura 9.13</b> - Comparación demanda de momento en muro, registro de Concepción. ....	105
<b>Figura 9.14</b> - Comparación demanda de momento en muro, registro Christchurch. ....	106
<b>Figura 9.15</b> - Comparación demanda de momento en muro, registro Sylmar. ....	106
<b>Figura 9.16</b> - Comparación demanda de corte en muro, registro de Concepción. ....	107
<b>Figura 9.17</b> - Comparación demanda de corte en muro, registro Viña del Mar. ....	108
<b>Figura 9.18</b> - Comparación demanda de corte en muro, registro Llolleo. ....	108
<b>Figura 9.19</b> - Comparación demanda de corte en muro, registro de Christchurch. ....	109
<b>Figura 9.20</b> - Comparación demanda de corte en muro, registro Sylmar. ....	109
<b>Figura 9.21</b> - Comparación demanda de momento columna, registro Viña del Mar. ....	110

<b>Figura 9.22</b> - Comparación demanda de momento columna, registro Lolloe. ....	111
<b>Figura 9.23</b> - Comparación demanda de momento columna, registro Concepción.....	111
<b>Figura 9.24</b> - Comparación demanda de momento columna, registro Christchurch. ....	112
<b>Figura 9.25</b> -Comparación demanda de momento columna, registro Sylmar. ....	112
<b>Figura 9.26</b> - Comparación demanda de corte en columna, registro Viña del Mar. ....	113
<b>Figura 9.27</b> - Comparación demanda de corte en columna, registro Lolloe. ....	114
<b>Figura 9.28</b> - Comparación demanda de corte en columna, registro Concepción.....	114
<b>Figura 9.29</b> - Comparación demanda de corte en columna, registro Christchurch. ....	115
<b>Figura 9.30</b> - Comparación demanda de corte en columna, registro Sylmar. ....	115
<b>Figura 9.31</b> - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Viña del Mar.....	116
<b>Figura 9.32</b> - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Concepción.....	117
<b>Figura 9.33</b> - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Lolloe.....	117
<b>Figura 9.34</b> - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Christchurch.....	118
<b>Figura 9.35</b> - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Sylmar.....	118
<b>Figura 9.36</b> - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Viña del Mar.....	119
<b>Figura 9.37</b> - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Concepción. ....	119
<b>Figura 9.38</b> - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Lolloe.....	120
<b>Figura 9.39</b> - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Christchurch.....	120
<b>Figura 9.40</b> - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Sylmar.....	121
<b>Figura 9.41</b> - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Viña del Mar.....	121
<b>Figura 9.42</b> - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Concepción. ....	122
<b>Figura 9.43</b> - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Lolloe.....	122
<b>Figura 9.44</b> - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Christchurch.....	123
<b>Figura 9.45</b> - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Sylmar. ....	123
<b>Figura B.1</b> - Elevación Eje 1 y 4, dirección X.....	131
<b>Figura B.2</b> - Elevación eje 2 y 3, dirección X.....	131

# ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1</b> - Comparación entre un sistema convencional y un sistema híbrido [1].	1
<b>Tabla 3.1</b> - Cargas permanentes utilizadas según Nch1537Of.2009	11
<b>Tabla 3.2</b> - Peso (masa) asociada a cada diafragma.	11
<b>Tabla 3.3</b> - Parámetros Utilizados en el análisis.	13
<b>Tabla 3.4</b> - Periodos con mayor masa traslacional equivalente	13
<b>Tabla 3.5</b> - Principales resultados del análisis.	14
<b>Tabla 3.6</b> - Parámetros y resultados espectro de desplazamientos Nch433.	17
<b>Tabla 4.1</b> - Propiedades del hormigón G-25 utilizado.	18
<b>Tabla 4.2</b> - Propiedades del acero A63-42H utilizado.	19
<b>Tabla 4.3</b> - Áreas y Refuerzo longitudinal suministrado.	20
<b>Tabla 4.4</b> - Refuerzo suministrado para corte en vigas	21
<b>Tabla 4.5</b> - Refuerzo longitudinal en columnas	24
<b>Tabla 4.6</b> - Refuerzo de corte en columnas.	26
<b>Tabla 4.7</b> - Armadura de confinamiento en columnas.	27
<b>Tabla 4.8</b> - Verificación corte en nudos.	28
<b>Tabla 4.9</b> - Clasificación de muros para el diseño.	29
<b>Tabla 4.10</b> - Refuerzo longitudinal en muros.	29
<b>Tabla 4.11</b> - Carga axial límite según DS60.	31
<b>Tabla 4.12</b> - Corte nominal límite ACI318-08.	31
<b>Tabla 4.13</b> - Distribución de acero transversal de muros.	32
<b>Tabla 4.14</b> - Elementos especiales de borde.	33
<b>Tabla 5.1</b> - Parámetros curva esfuerzo-deformación según tipo de acero PT.	46
<b>Tabla 6.1</b> - Valores para la obtención de la masa efectiva y el desplazamiento de diseño.	48
<b>Tabla 6.2</b> - Propiedades del sistema SDOF y Parámetros para análisis por desplazamientos.	48
<b>Tabla 6.3</b> - Solicitaciones de diseño vigas y columnas.	49
<b>Tabla 6.4</b> - Verificación de diseño vigas.	50
<b>Tabla 6.5</b> - Respuesta momento- rotación de la viga.	51
<b>Tabla 6.6</b> - Solicitaciones para el diseño de muros.	52
<b>Tabla 6.7</b> - Respuesta momento-rotación de muros.	52
<b>Tabla 6.8</b> - Verificación diseño muros.	52
<b>Tabla 7.1</b> - Momentos de fluencia.	56
<b>Tabla 7.2</b> - Estimación de la curvatura de fluencia.	59
<b>Tabla 7.3</b> - Ajuste Takeda, análisis seccional.	59

<b>Tabla 7.4</b> - Ajuste Flag – Shape, Análisis seccional.....	61
<b>Tabla 8.1</b> - Información de los registros utilizados en el ANLD.....	68
<b>Tabla 8.2</b> - Demanda de desplazamientos globales.....	72
<b>Tabla 8.3</b> – Demanda de desplazamientos globales.....	87
<b>Tabla 9.1</b> - Comparación demandas de desplazamiento global. ....	101

# CAPITULO I

## 1. Introducción

### 1.1. Motivación

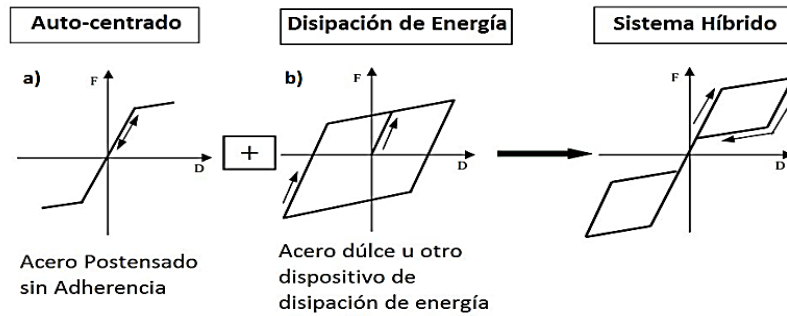
En zonas de alta sismicidad, y, en particular en sitios con un suelo blando, los edificios pueden estar sujetos a grandes desplazamientos que resultan en importantes deformaciones para elementos tanto estructurales como no-estructurales. En el caso de edificios de muros de hormigón armado hechos en sitio (i.e. con elementos monolíticos), dichas deformaciones, asociadas a un fenómeno de histéresis en la zona crítica de los muros, implican la existencia de daño en forma de grietas de gran extensión, y de aplastamiento y desprendimiento del hormigón, potencialmente. Como consecuencia de este daño, existen además deformaciones remanentes que se traducen en deflexiones residuales en la estructura [2].

Una forma de minimizar las deformaciones residuales y daños estructurales es la incorporación *muros mecedores* o *“rocking walls”* en el diseño. Estos muros son elementos de hormigón prefabricado, postensados, y unidos a la fundación mediante barras de acero dulce o dispositivos externos, formando una unión híbrida. Además, pueden ser usados de a pares, unidos mediante planchas de acero en forma de U. Estos muros tienen la capacidad de rotar, casi como cuerpo rígido, con respecto a la base durante un movimiento sísmico y tienen la capacidad de “auto-centrarse” dado el efecto de los cables postensados y de los disipadores internos o externos [3, 4, 5]. La tabla 1 muestra algunas diferencias entre un sistema de muros monolíticos y uno de muros híbridos [2].

**Tabla 1.1** - Comparación entre un sistema convencional y un sistema híbrido [2].

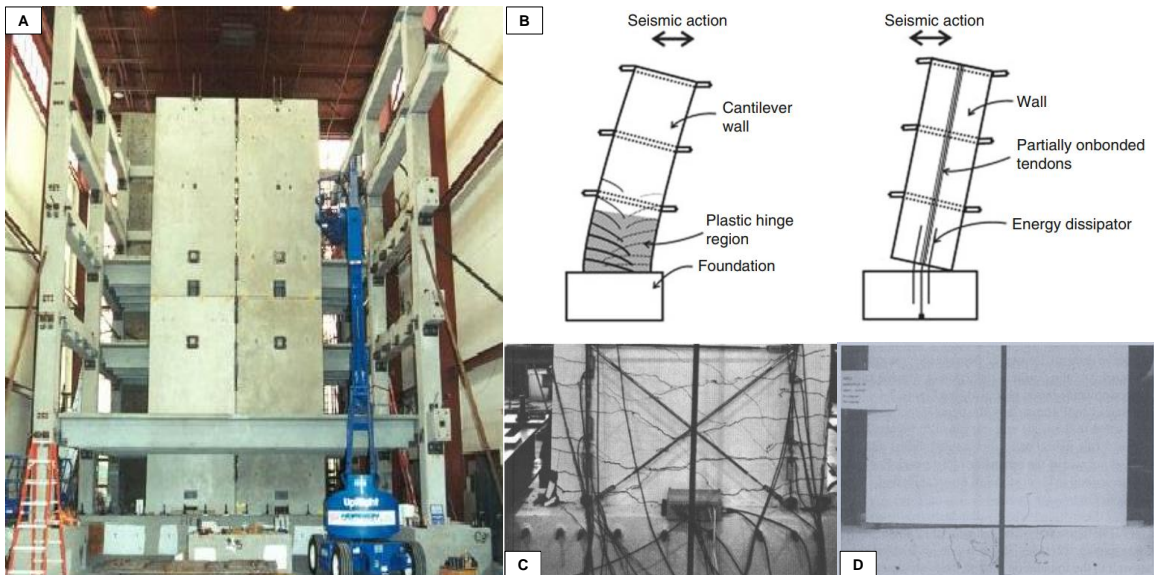
Propiedad	Monolítico	Híbrido
<b>Capacidad de disipar energía</b>	Excelente	Buena
<b>Detallamiento especial del refuerzo</b>	En zonas potenciales de rotulas plásticas, para: (1) confinamiento, (2) prevenir el pandeo de las barras longitudinales y (3) prevenir la falla a corte.	Sólo requiere donde termina el muro y en la fundación donde toma lugar el “movimiento”
<b>Limitaciones en sus dimensiones</b>	Para prevenir inestabilidad	Mínimas
<b>Trabajos de reparación post-terremoto</b>	En zonas plastificadas la reparación puede variar desde inyectar resina epóxica en grietas y fisuras a reemplazar partes del hormigón. Las barras longitudinales pueden pandear y romperse, requiriendo demolición.	Reemplazar disipadores externos en el caso de que se utilicen. Deformaciones permanentes no son esperadas.
<b>Costo inicial</b>	Competitivo - Sistemas comúnmente usados	¿Competitivo? Requiere análisis de costos
<b>Costos en el ciclo de vida</b>	Competitivo en relación con sistemas convencionales. Pueden requerir reparaciones post-terremoto o demolición. Reconstrucción puede ser necesaria.	Se espera que sea muy competitivo. No son necesarias reparaciones post-terremoto.

A diferencia de los muros tradicionales (monolíticos), los muros mecedores tienen la capacidad de volver a su posición original debido a la acción del peso propio del elemento más la incorporación de cables postensados que generan una fuerza restauradora con un comportamiento no-lineal elástico (**Figura 1.1a**). Como se mencionó anteriormente, la disipación de energía es proporcionada por barras de acero dulce (disipadores internos) o amortiguadores viscosos (disipadores externos) [4, 5], cuando estos fluyen a tracción o compresión (**Figura 1.1b**). Para entender el comportamiento general de un sistema híbrido se superponen estos efectos y se crea una curva de histéresis tipo bandera como se muestra en la **Figura 1.1**.



**Figura 1.1** - Comportamiento de la respuesta de un sistema híbrido [4].

Gran parte de las investigaciones y ensayos de estructuras prefabricadas y postensadas se concentran desde los años 90' a la actualidad por investigadores como Stanton, Priestley, Restrepo, Rahman, Holden, Pampanin, Marriott, entre otros, pero uno de los principales impulsores de esta alternativa para el diseño sísmico fue el proyecto PRESSS [6], que incluyó el ensayo de una estructura de 5 pisos (**Figura 1.2A**) estructurada con marcos y muros mecedores acoplados con placas acero en forma de U, ante cargas pseudo-dinámicas.



**Figura 1.2** - A) Estructura ensayada en la investigación PRESSS [6]; B) Comparación entre la respuesta de un sistema tradicional monolítico y un sistema híbrido [7]; C) y D) Resultados finales del muro tradicional y muro mecedor ensayados por Holden [2].

En esta investigación, los muros mecedores respondieron satisfactoriamente, presentando: (1) una respuesta de histéresis con suficiente disipación de energía, (2) daños leves en la unión muro/fundación y (3) un desplazamiento residual muy bajo. Holden y Restrepo (2003) [2], en tanto, ensayaron dos muros prefabricados en voladizo contruidos a escala 1/2 (ver **Figura 1.2C y D**). El primero fue diseñado para comportarse en forma monolítica (convencional) y el segundo como muro mecedor con cables postensados y disipadores de energía. En dichos experimentos, el muro mecedor resultó sin daños y presentó desplazamientos y deformaciones remanentes mínimos.

Tanto en San Francisco (California), Japón como Nueva Zelanda, han utilizado elementos prefabricados con elementos postensados para construir edificios. El edificio más alto estructurado con la tecnología PRESSSS a la fecha es el edificio Paramount, de 39 pisos, construido en San Francisco, California [8]. En Chile existe sólo una estructura formada por muros mecedores. Esta es el edificio prototipo construido en Espacio Riesco, Santiago, para una exposición de nuevas tecnologías en hormigón, y fue diseñado por P. Bonelli [9] (**Figura 1.3b**). Además, en los últimos años se ha utilizado marcos con uniones híbridas viga-columna en conjunto con aislación basal [10], pero aún no se registran edificios de muros mecedores con tecnología PRESSSS.



**Figura 1.3** - (a) Edificio Paramount de 39 pisos en San Francisco. [8]; (b) Edificio prototipo diseñado por P. Bonelli. [9]; (c) Edificio Marina Paihue construido con marcos híbridos y aislación basal. [10]

En el presente trabajo, se evalúa el desempeño sísmico de un edificio de ocho pisos estructurado con muros mecedores (sistema PRESSSS), diseñados según el Apéndice B de la norma neozelandesa de hormigón armado NZS3101:2006 [11] y la Norma Chilena NCh433 [12]. Además, se sigue las guías de diseño disponibles en la literatura, como el Manual de Diseño Presss escrito por Pampanin [7]. A modo de comparación, el trabajo también incluye el diseño del mismo edificio, pero diseñado con un sistema de muros monolíticos, de manera que tengan una resistencia y una capacidad de deflexión similares. Utilizando una estructura prototipo representativa de las existentes en Chile, este trabajo de título busca mostrar las ventajas del sistema estructural compuesto por muros mecedores mediante análisis dinámicos no-lineales, comparando su desempeño con un sistema equivalente de muros monolíticos. Se proporciona una guía simple para diseñar este tipo de muros, incluyendo explícitamente los requisitos de normativa sísmica chilena que pertinentes.

## **1.2. Objetivo general**

El objetivo principal de este trabajo es realizar el diseño de un edificio prototipo estructurado con muros y marcos de hormigón armado postensados con uniones híbridas (tecnología PRESSS), y evaluar su potencial respuesta sísmica mediante análisis dinámicos no-lineales, comparándola con la de una estructura equivalente de muros monolíticos hormigonados en sitio.

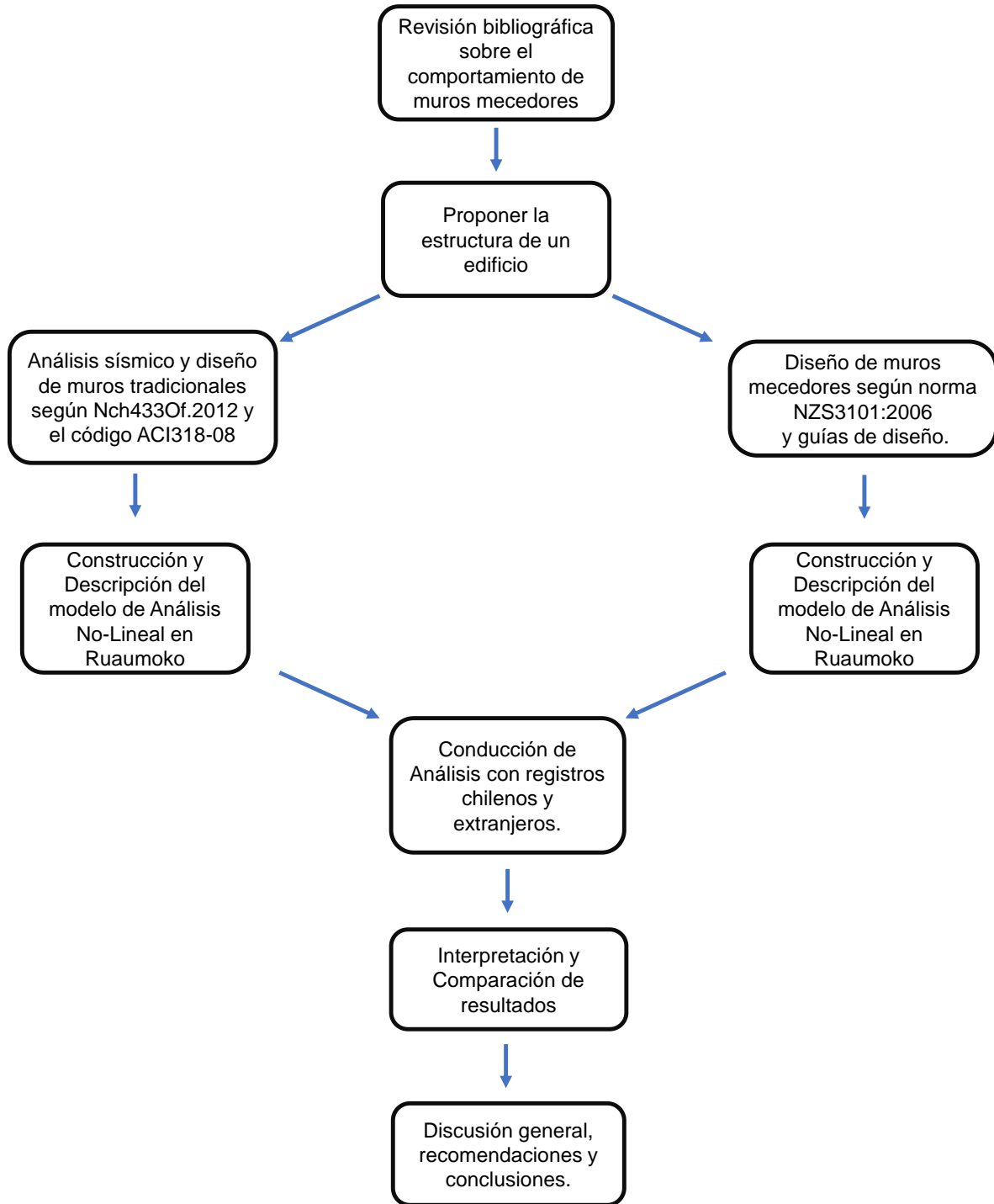
## **1.3. Objetivos específicos**

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Diseñar un edificio de 8 pisos estructurado con muros y marcos (sistema PRESSS) como sistema sismorresistente siguiendo las guías de diseño disponibles en la literatura, e incorporar los aspectos pertinentes de la normativa sísmica chilena.
- Diseñar los muros del mismo edificio como muros tradicionales monolíticos siguiendo los requerimientos de la norma Nch433Of.96mod2012 [12] y el código ACI318-08 [13].
- Realizar un análisis no-lineal plano (2D) de ambas estructuras, comparando las demandas obtenidas con aquellas utilizadas (supuestas) en el diseño. Comparar lo adecuado del diseño según la respuesta de ambos sistemas sismorresistentes obtenida con los análisis dinámicos no-lineales.

## 1.4. Metodología

A continuación, se presenta un esquema secuencial que resume la metodología aplicada en este trabajo:



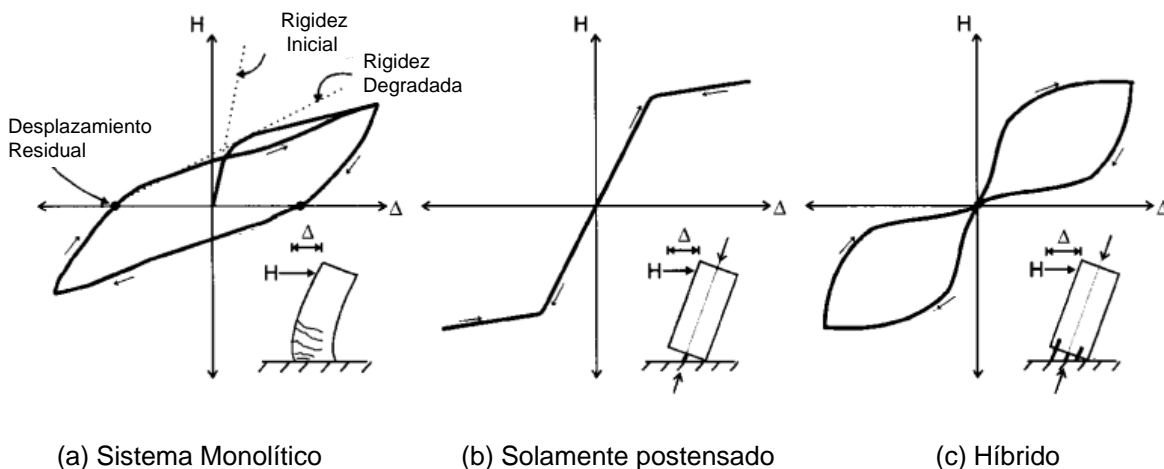
# CAPITULO II

## 2. Antecedentes y Revisión bibliográfica

### 2.1. Sistemas Híbridos

Los sistemas estructurales monolíticos de hormigón armado generalmente se diseñan confiando en las deformaciones inelásticas se concentraron en una zona crítica de los muros (rotula plástica), normalmente ubicada en su base. En cambio, existen sistemas prefabricados que concentran la ductilidad en las conexiones de sus elementos. Estos sistemas al concentrar los esfuerzos y deformaciones en sus uniones pueden desarrollar fisuras mayores pero los elementos permanecerán elásticos. Una diferencia entre estos sistemas estructurales se puede observar en las características histeréticas de fuerza – deformación, donde los sistemas monolíticos poseen alto amortiguamiento histerético, una ductilidad moderada y pueden desarrollar un desplazamiento residual significativo luego de su respuesta ante un terremoto. Por otro lado, los sistemas prefabricados exhiben desplazamiento residual bajo o cero ante una respuesta sísmica. [14]

Una forma de mejorar la poca disipación de energía que tienen las uniones de elementos prefabricados con barras de acero postensadas es la incorporación de barras de acero dulce. Al combinar estos sistemas se crea una solución “híbrida” o un sistema híbrido que además de tener un mecanismo de “auto-centrado”, disipa energía eficientemente [15]. Cuando las estructuras pueden “auto-centrarse”, se refiere a que los sistemas estructurales son capaces de volver a su posición inicial con la ayuda del peso propio y/o acero preeforzado después de desplazarse hacia los lados por una fuerza horizontal. Estos sistemas poseen poca o casi nula disipación, pero un buen control de desplazamientos [2] (ver **Figura 2.1**).



**Figura 2.1** - Histéresis de varios sistemas estructurales. [2]

La **Figura 2.2** ilustra la respuesta de dos ciclos histeréticos para el mismo peak de desplazamiento de un sistema de hormigón armado monolítico (**Fig 2.2a**), un sistema híbrido (**Fig 2.2b**) y uno elastoplástico (E-P).

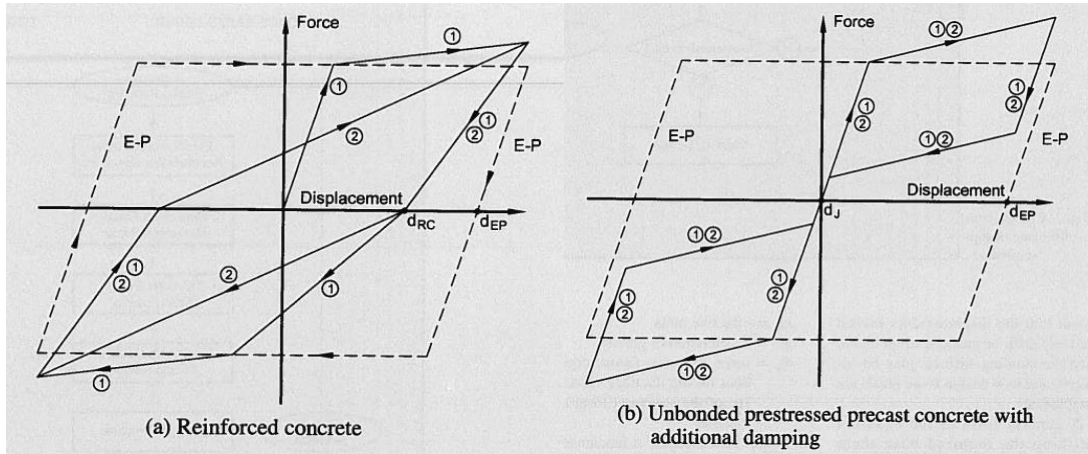


Figura 2.2 - Comparación respuesta histéresis de un sistema elastoplástico (E-P) versus: (a) Sistema monolítico; (b) Sistema híbrido. [14]

## 2.2. Disipación de Energía

La fuente de disipación de energía de los sistemas tipo PRESSS ha sido un tema en discusión. Desde el proyecto PRESSS (donde se utilizó acero dulce con una longitud no adherida para controlar deformaciones y evitar una falla prematura [6]), una gran cantidad de investigaciones y experimentos se han llevado a cabo de manera de mejorar el desempeño de sistemas híbridos, sobre todo de muros.

Marriot, Pampanin y Palermo (2008) ensayaron muros postensados con dispositivos colocados externamente de tal forma que su reparación o inspección fuera fácil después un terremoto (**Figura 2.3**). Uno de estos son los amortiguadores viscosos industriales (**Fig. 2.4a**). Otro dispositivo consiste en barras de acero dulce dentro de un tubo de acero con pegamento epóxico inyectado para evitar el pandeo de las barras cuando fluyen en compresión (**Fig. 2.4b**). Además, estudiaron un amortiguamiento adicional denominado “amortiguamiento de contacto” que se produce cuando las esquinas inferiores de los muros interactúan con la fundación, provocando el desprendimiento del recubrimiento. Debido a esto, cubrieron los muros con placas de acero rodeando la parte inferior. Finalmente, al combinar estos dispositivos (**Fig. 2.4c**) se obtuvieron mejores resultados en cuanto a disipación, se obtuvo una histéresis tipo bandera, como se espera, y se obtuvo desplazamientos residuales menores, en comparación con otros tipos de uniones [4, 5].

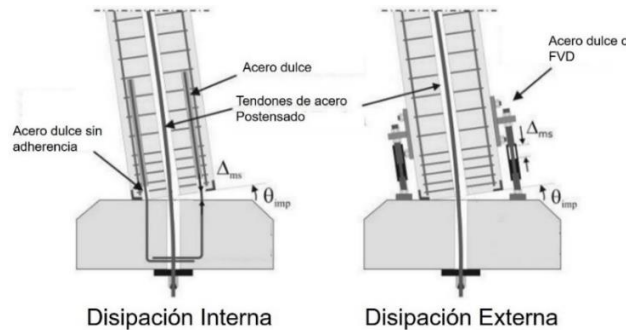


Figura 2.3 - Fuente de disipación interna o disipación externa. [7]

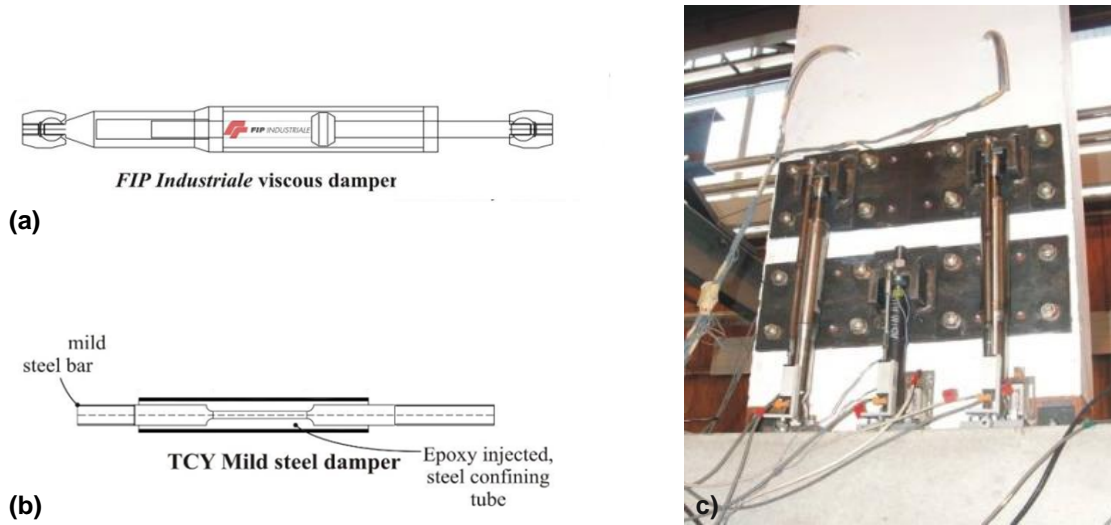


Figura 2.4 - (a) Amortiguador viscoso; (b) Acero dulce; (c) Muro PT con ambos dispositivos (tomado de Marriott (2008) [4, 5])

### 2.3. Modelación

El modelo de plasticidad concentrada y el modelo de multi-resortes son los métodos que se han utilizado continuamente para representar el comportamiento inelástico que experimentan los sistemas híbridos en sus uniones. Un modelo de plasticidad concentrada se conforma de dos resortes rotacionales en paralelo, los cuales representan la acción inelástica en la interface viga-columna o muro-fundación, mientras elementos elásticos son usados para representar los miembros estructurales. El primer resorte se asigna para representar la capacidad de auto-centrado (acero PT y/o carga axial) y el segundo resorte representa la contribución de la disipación de energía como se muestra en la **Figura 2.5b**. Por otra parte, el modelo de multi-resortes es caracterizado por representar el contacto en la sección crítica (viga-columna, muro-fundación) con un elemento resorte de dos o más resortes, mientras que el acero postensado y la energía de disipación se representan con resortes longitudinales definidos según sus respectivas curvas de comportamiento [16].

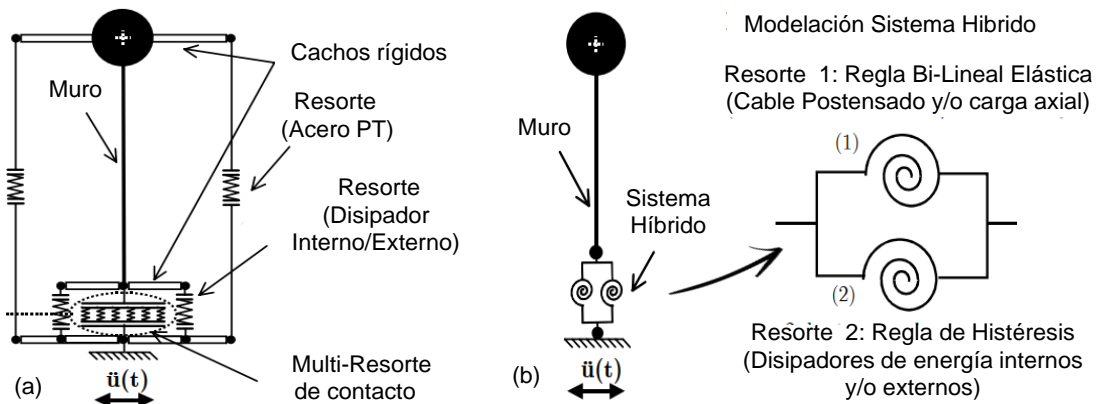


Figura 2.5 - Esquema de modelación para un muro: (a) Modelo múltiples resortes. (b) Modelo de plasticidad concentrada [16].

Palermo (2000) [16] realizó una breve comparación entre los resultados obtenidos con estos dos modelos, donde ambos mostraron una buena predicción de la respuesta sísmica experimental, siendo enfoques y métodos simplificados alternativos para modelar la conexión híbrida. Añade que la ventaja del modelo de plasticidad concentrada es el poco tiempo que lleva preparar los datos para el análisis y la baja carga computacional especialmente cuando se requiere realizar análisis lineales tiempo historia de edificios de varios pisos.

## **2.4. Guía de Diseño**

En la literatura varios autores han entregado criterios de diseños y construcción para elementos prefabricados con sistemas híbridos. El Apéndice B de la norma de diseño hormigón armado de Nueva Zelanda (NZS 3101:2006), incluye métodos de diseño para conexiones híbridas con tecnología PRESSS. Esta recalca que tanto como el método de las fuerzas y el método basado en desplazamientos pueden ser usado para el diseño sísmico de sistemas híbridos [11].

El año 2010 en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda se publica el PRESSS Design Handbook, liderado por S. Pampanin, el cual recopila años de investigación y entrega una metodología de trabajo para conexiones híbridas para marcos y muros de diferentes materiales basándose en investigaciones previas y en la norma NZS3101 [7].

## CAPÍTULO III

### 3. Descripción del Caso de Estudio y Análisis Según Norma NCh433

La estructura corresponde a un edificio de 8 pisos, destinado principalmente al uso de oficinas, compuesto por un sistema mixto de marcos y muros de hormigón armado con altura total de 21.6 [m] y con altura entre pisos de 2.7 [m]. Con respecto a la planta, se consideró la configuración como se muestra en la **Figura 3.1**. En total, la estructura cuenta con 4 muros perimetrales ubicados en la dirección X, más 6 muros rectangulares perpendiculares a los anteriores (dirección Y) ubicados en la parte central de la estructura, todos ellos con 30 [cm] de espesor. Los marcos están compuestos por vigas y columnas de dimensiones 30/60 [cm] y 70/70 [cm] respectivamente mientras que el sistema de piso está formado por losas monolíticas de hormigón armado de 15 [cm] de espesor. Cabe destacar que cada elemento mantiene sus dimensiones en toda la altura del edificio.

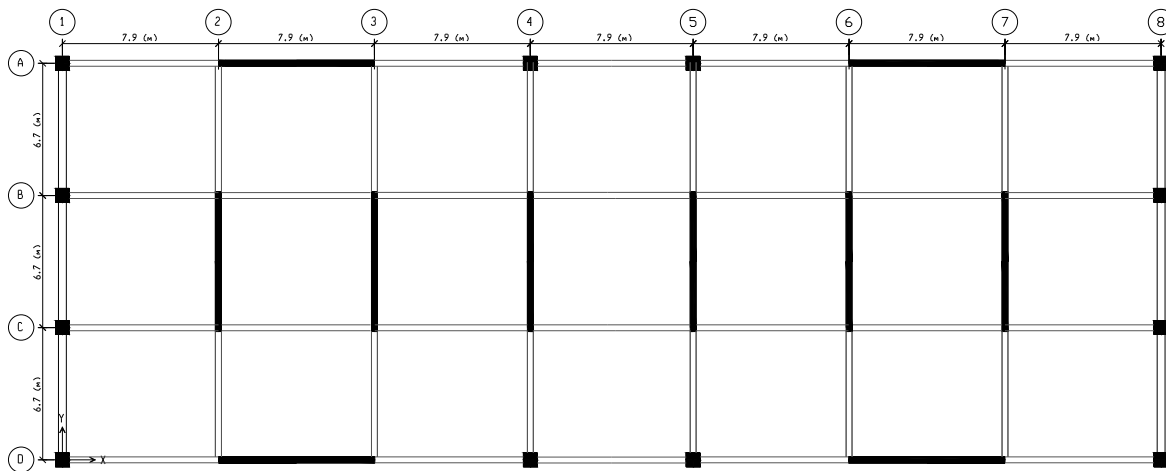


Figura 3.1 - Planta tipo del edificio (todos los pisos).

#### 3.1. Análisis Lineal Estático

##### 3.1.1. Cargas Estáticas y Peso Sísmico

Para determinar las cargas estáticas se utilizó la norma chilena Nch1537Of.2009 [17], la cual indica la sobrecarga para edificios de oficinas es de 250 [kgf/m<sup>2</sup>] en cada piso, excepto en el techo donde se consideró una carga de 100 [kgf/m<sup>2</sup>] (ver **Tabla 3.1**). Además del peso propio de los elementos se agregó una carga de 100 [kgf/m<sup>2</sup>] como peso propio adicional de los elementos no-estructurales.

Para el cálculo del peso sísmico, la norma Nch433 [12] establece que se debe incluir como mínimo, el 25% de las sobrecargas de uso más la totalidad de las cargas permanentes.

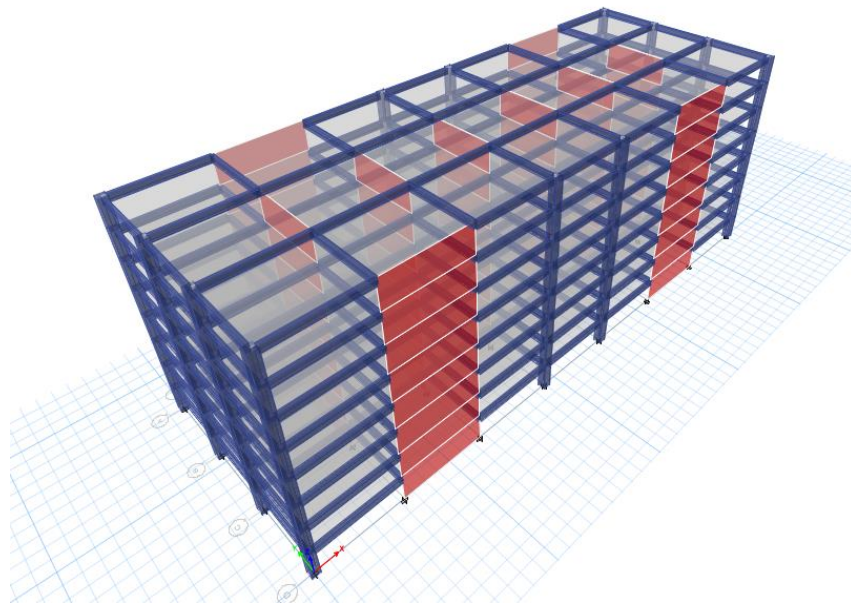
**Tabla 3.1** - Cargas permanentes utilizadas según Nch1537Of.2009

<b>Sobrecarga de uso (pisos)</b>	250 [kgf/m <sup>2</sup> ]
<b>Sobrecarga de uso (Techo)</b>	100 [kgf/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso propio adicional</b>	100 [kgf/m <sup>2</sup> ]

### 3.1.2. Modelo de Análisis

El modelo de análisis se construyó en el programa ETABS V17 [18]. Los muros se modelaron con elementos "Shell Thin", con rigidez solamente dentro de su plano, mientras que las vigas y columnas se modelaron con elementos tipo "Frame" y las losas con elementos tipo "Membrane". Todos los elementos se consideraron empotrados en su base y se impuso diafragmas rígidos en cada nivel de piso. El peso sísmico (P) fue estimado en:

$$P = 7295 [T]$$



**Figura 3.2** - Modelo de análisis tridimensional en ETABS.

En la **Tabla 3.2** se muestra la masa sísmica (peso dividido por la gravedad) y el peso por unidad de área asociado a cada diafragma.

**Tabla 3.2** - Peso (masa) asociada a cada diafragma.

<b>Piso</b>	<b>Masa [T/g]</b>	<b>Peso [T]</b>	<b>Área [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P/A [T/m<sup>2</sup>]</b>
<b>8</b>	80.7	792	1112	0.71
<b>1 a 7</b>	95.8	940	1112	0.85

### 3.2. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral de la estructura se realiza según la normativa chilena Nch433.Of1996, modificada en 2012, que incluye las disposiciones del decreto supremo 61 de 2011 [12]. Esta norma indica que para el estudio de edificaciones de más de 5 pisos es necesario realizar el método de análisis modal espectral.

La demanda sísmica de diseño se determina con el espectro elástico de pseudo-aceleración definida por la ecuación (3.1):

$$S_a = \frac{\alpha S A_0}{\left(\frac{R^*}{T}\right)} \quad (3.1)$$

Donde:

- $S_a$ : aceleración espectral de diseño.
- $A_0$ : aceleración efectiva del suelo
- $I$ : Coeficiente relacionado a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- $\alpha$ : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima
- $S$ : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- $R^*$ : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis

El factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima depende del periodo de vibrar de cada modo, se define en la ecuación (3.2) :

$$\alpha = \frac{1 + 4.5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.2)$$

Donde:

- $T_n$ : periodo natural de vibración del modo n.
- $T_0$  y  $p$ : parámetros que dependen del tipo de suelo.

El factor de reducción del espectro,  $R^*$ , se calcula con la ecuación (3.3) :

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.3)$$

Donde:

- $T^*$ : periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- $R_0$ : factor de modificación de la respuesta estructural.

Además, se considera que la estructura está ubicada en la **zona sísmica 3** del territorio nacional y construida sobre un suelo categorizado como **tipo D**. El factor de importancia definido anteriormente depende de la ocupación o uso que se le da a la estructura, según la norma para estructuras destinadas al uso público se asume una **categoría II**. El factor  $R_0$  que modifica la respuesta depende del sistema estructural y su material. En el caso de este trabajo, el edificio

prototipo está estructurado con un sistema mixto de marcos y muros de hormigón armado, y por lo tanto le corresponde un valor de  $R_0 = 11$ . En la **Tabla 3.3** se presenta un resumen de los valores de los parámetros utilizados en el análisis modal espectral.

**Tabla 3.3** - Parámetros Utilizados en el análisis.

<b>Parámetros de Análisis</b>	
<b>Zona Sísmica</b>	<b>3</b>
$A_0/g$	0.4
<b>Tipo de suelo</b>	<b>D</b>
S	1.2
$T_0$ (s)	0.75
$T'$ (s)	0.85
N	1.8
P	1.0
<b>Sistema Estructural</b>	<b>Hor. Arm.</b>
R	7
$R_0$	11
<b>Categoría de Ocupación</b>	<b>II</b>
I	1

En el análisis se incluye el efecto de la torsión accidental, de acuerdo con el artículo 6.3.4 (a) de la norma Nch433, al desplazar transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en un 5% de la dimensión total de la planta en cada nivel, para cada una de las direcciones del sismo.

### 3.3. Resultados del Análisis

#### 3.3.1. Corte Basal

En el análisis se incluyeron 12 modos de vibrar, en orden crecientes de las frecuencias propias, con el fin de que la suma de las masas equivalentes, en ambas direcciones de análisis, sea mayor o igual a 90% de la masa total del edificio. En la **Tabla 3.4** se presentan los valores de los periodos con mayor masa traslacional para cada dirección de análisis de la estructura.

**Tabla 3.4** - Periodos con mayor masa traslacional equivalente

<b>Análisis</b>	<b>Modo</b>	<b><math>T^*</math> (s)</b>	<b>%Me</b>
X	2	0.43	68
Y	3	0.44	69

Los desplazamientos y esfuerzos del sistema estructural se calculan para cada una de las direcciones de acción sísmica superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar mediante el método "CQC" (Complete Quadratic Combination).

Además, se deben tener en cuenta las limitaciones de la fuerza de corte basal ( $Q_0$ ) requeridos por la norma Nch433 tal que  $Q_0$  debe ser mayor que el corte mínimo  $Q_{min}$  y puede tomarse no mayor que  $Q_{max}$ . Estos Limites están dados por las ecuaciones (3.4) y (3.5):

$$Q_{min} = \frac{I S A_0 P}{6 g} \quad (3.4)$$

$$Q_{max} = I C_{max} P \quad (3.5)$$

El coeficiente sísmico ( $C_{max}$ ) se obtiene de la Tabla 6.4 de la norma Nch433, y depende del factor de modificación de la respuesta para el análisis estático ( $R$ ). Para  $R = 7$ , asignado a estructuras hechas de hormigón armado, el coeficiente sísmico máximo esta dado por la ecuación (3.6):

$$C_{max} = \frac{0.35 S A_0}{g} \quad (3.6)$$

En el caso de que el corte basal sea menor que el mínimo, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones en los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor  $Q_{min}/Q_0$  de tal forma que se alcance dicho corte mínimo. De la misma forma, en caso que el corte basal supere al corte máximo, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo no supere  $Q_{max}$ .

Los resultados del corte basal se resumen en la **Tabla 3.5**. Se destaca que, en ambas direcciones, el corte de diseño sobrepasa el límite del corte máximo y, por lo tanto, se aplica un nuevo factor de reducción ( $R^{**}$ ) para su cálculo.

**Tabla 3.5** - Principales resultados del análisis.

Análisis	P	Q <sub>0</sub> elástico		R*	Q <sub>dis</sub>		Q <sub>min</sub>		Q <sub>max</sub>		R**
	(T)	(T)	%P		(T)	%P	(T)	%P	(T)	%P	
X	7295	7305	101	4.82	1516	20.8	584	8	1226	16.8	5.96
Y	7295	7258	99.5	4.83	1502	20.6	598	8	1226	16.8	5.92

En la **Tabla 3.5**:

- $Q_0$  elástico = Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por  $R^*$ ,
- %P = Valor del corte basal en términos del porcentaje del peso sísmico,
- $Q_{dis}$  = Corte de diseño o corte basal utilizando el espectro de diseño reducido por  $R^*$ ,
- $R^{**}$  = Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar  $Q_{max}$ .

El valor de  $R^{**}$  esta dado por (3.7) :

$$R^{**} = \frac{Q_0 \text{ elástico}}{Q_{max}} \quad (3.7)$$

En la **Figura 3.3** se presenta el espectro elástico de aceleraciones y los espectros de aceleración de diseño reducido por  $R^{**}$  para las direcciones X e Y de análisis respectivamente.

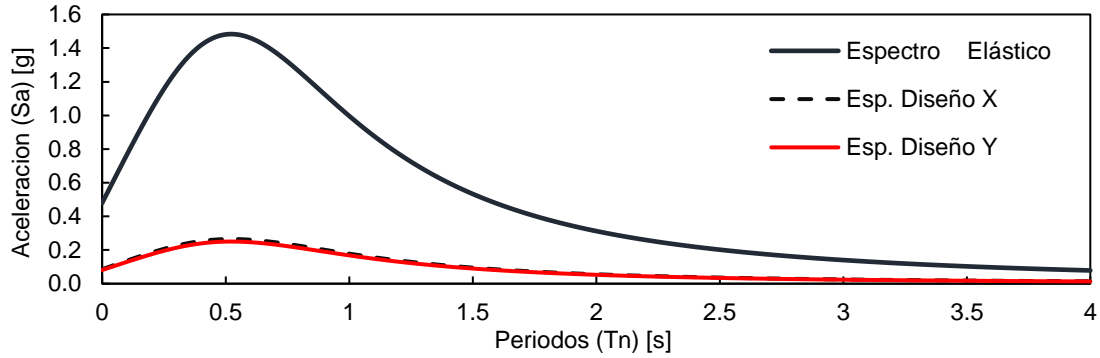


Figura 3.3 - Espectros de diseño.

### 3.4. Deformaciones Sísmicas

Los desplazamientos relativos de entrepiso normalizados (Drift) cumplen con artículos 5.9.2 y 5.9.3 de la norma Nch433. En la **Figura 3.4** se muestra un gráfico con los valores de desplazamientos de entrepiso divididos por la altura de piso (Drift/h), medidos en el centro de masas (CM) de cada diafragma de piso. Los valores máximos son del orden del 1.22 ‰ y 1.24 ‰ en dirección X e Y respectivamente, ambos en el sexto piso, cumpliendo con el límite de la norma.

Los valores máximos de las diferencias en los desplazamientos de entrepiso, entre los medidos en los puntos críticos de la planta (esquinas) y los medidos en el CM, no superan el 0.03 ‰ y el 0.22 ‰ para los desplazamientos en X e Y. El detalle de lo anterior se presenta en el anexo A.

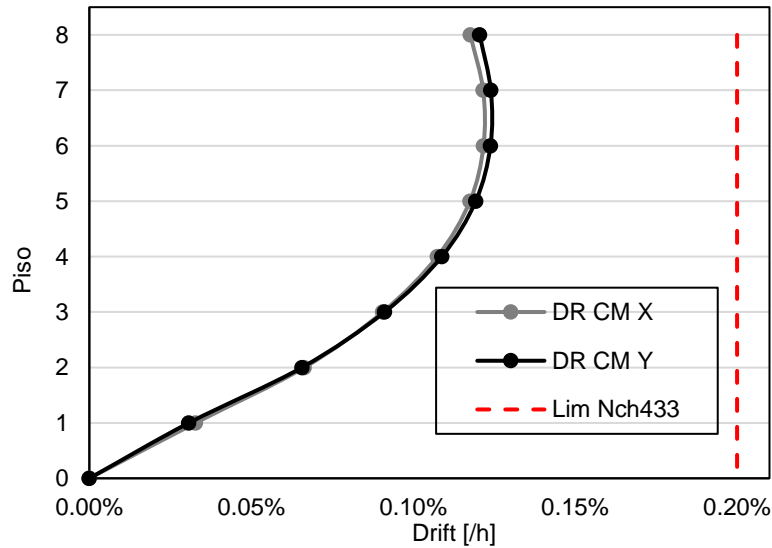


Figura 3.4 - Desplazamientos relativos entrepiso, medidos en el centro de masa.

### 3.5. Espectro Elástico de Desplazamiento

Se llevó a cabo un análisis espectral de desplazamiento conforme lo indica la norma Nch433 en su sección 6.3.3.5. El espectro elástico de desplazamientos se define con la ecuación (3.8):

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3.8)$$

Donde:

- Sde = Espectro elástico de desplazamientos (cm)
- $A_0$  y  $\alpha$  parámetros definidos anteriormente para el análisis modal espectral en el punto 3.2.
- $C_d$  = Factor que depende del tipo de suelo y del valor del periodo natural ( $T_n$ ), para un suelo D viene definido como:

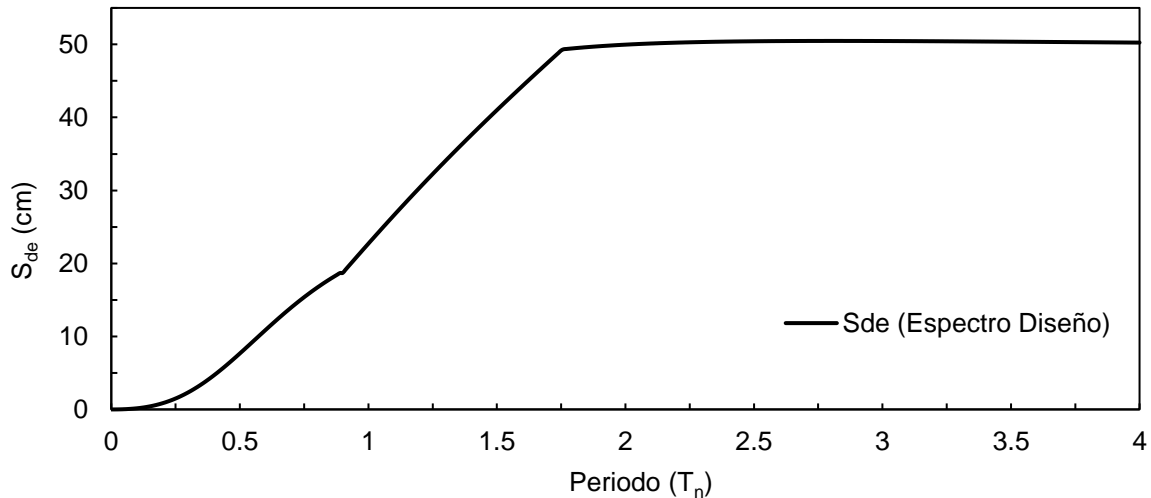
$$C_d^* = \begin{cases} 1.0 & T_n \leq 0.90 \text{ seg} \\ 1.1 T_n & 0.90 \leq T_n \leq 1.75 \text{ seg} \\ 1.93 & 1.75 \leq T_n \leq 5.00 \text{ seg} \end{cases} \quad (3.9)$$

Según la norma NCh433, para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento de diseño en el techo,  $\delta_u$ , se debe considerar igual a la ordenada del espectro  $S_{de}$  correspondiente del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis multiplicada por un factor igual a 1.3:

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag}) \quad (3.10)$$

Donde  $T_{ag}$  es el periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando la pérdida de rigidez elástica inicial y la influencia de la armadura de refuerzo. Si el periodo ha sido calculado con las secciones brutas (sin agrietamiento del hormigón ni influencia de la armadura de refuerzo) este periodo se puede aproximar a 1.5 veces el periodo con mayor masa traslacional ( $T_{ag} = 1.5 T_n$ ).

La **Figura 3.5** muestra el espectro elástico de desplazamiento según la ecuación (3.8) y los parámetros asociados al tipo de suelo D (considerado en este trabajo).



**Figura 3.5** - Espectro de desplazamiento Nch433

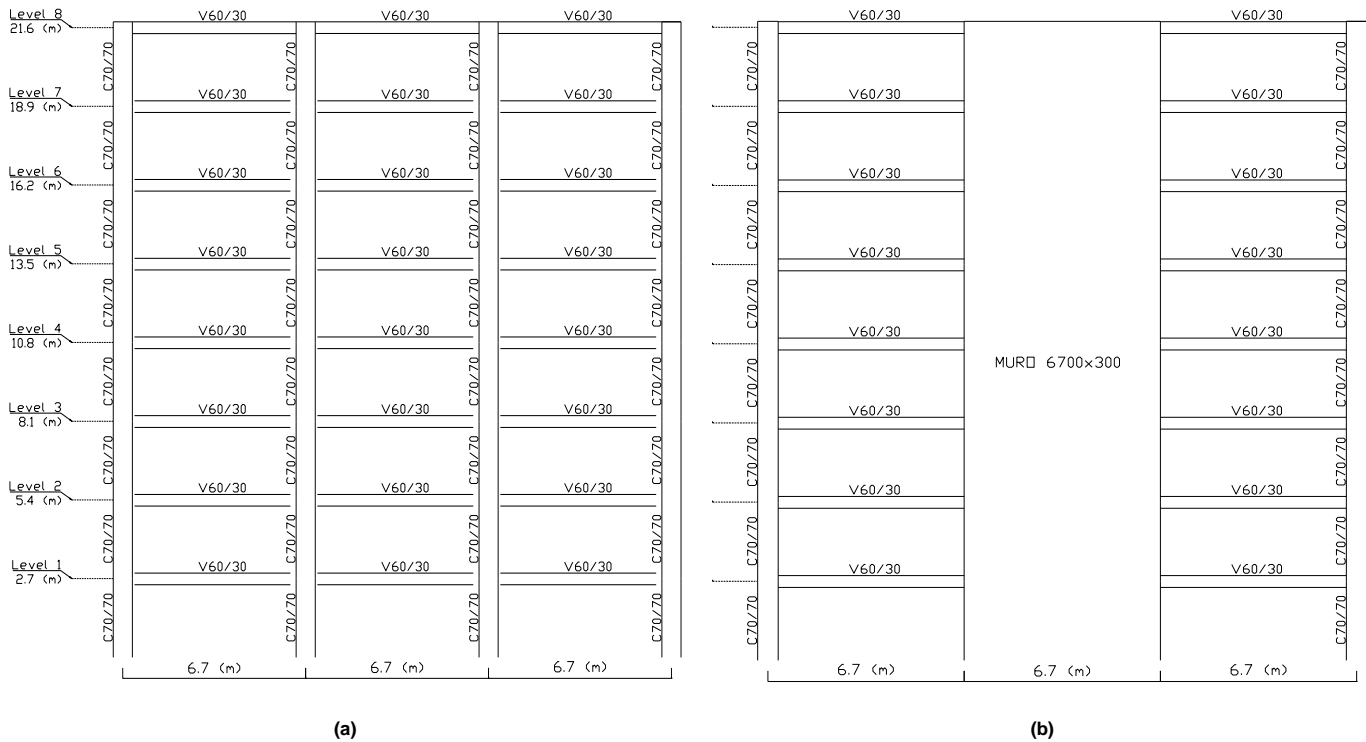
En la **Tabla 3.6** se muestra los parámetros del espectro y los resultados del desplazamiento último de techo para el caso en estudio.

**Tabla 3.6** - Parámetros y resultados espectro de desplazamientos Nch433.

Dirección	$T_n$ (s)	$T_{ag}$ (s)	$\alpha(T_{ag})$	$Cd^*$	$S_{de}$ (cm)	$\delta_u$ (cm)	$DR_u$ ( $\delta_u/H_T$ ) (%)
X	0.43	0.65	2.97	1.0	12.5	16.3	0.75
Y	0.44	0.66	2.95	1.0	12.8	16.6	0.77

Debido a que los periodos con mayor masa traslacional de la estructura para ambas direcciones son casi idénticos, se obtuvieron desplazamientos de diseño de techo similares.

En la **Figura 3.6**, se presentan elevaciones tipo en el eje Y (dirección de análisis), mientras que las elevaciones de otros ejes se encuentran en el Anexo B.



**Figura 3.6** - Elevaciones tipo en la dirección Y: (a) Ejes 1 y 8, (b) Ejes 2 - 7

# CAPÍTULO IV

## 4. Diseño de la Estructura Monolítica Convencional

### 4.1. Disposiciones de Diseño y Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos estructurales monolíticos se consideraron lo especificado en el reglamento vigente en Chile de acuerdo con las siguientes normas y códigos:

- Nch430.Of 2008: "Hormigon armado – Requisitos de diseño y cálculo"
- Decreto 60: "Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto N°118 de (V. y U.), de 2010".
- Nch433 of 96: Mod.2009: "Diseño sísmico de edificios".
- Decreto 61: "Aprueba reglamento que fija el diseño de edificios y deroga D.S N°117 de (V. y U.), de 2010".
- ACI 318-08: "Building Code Requierments of Structural Concrete".

#### 4.1.1. Sobrecarga de Uso y Otras Consideraciones

Se consideraron las disposiciones generales y las siguientes combinaciones de cargas establecidas por la norma chilena Nch3171.Of2010 [19]:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + 1.0 L ± 1.4 E
- 0.9 D ± 1.4 E

Este trabajo de título no contempla el diseño de las fundaciones debido a que el enfoque va dirigido al comportamiento de los muros y marcos como sistema resistente. Como se mencionó en el punto 3.1.2 se consideró empotramiento perfecto de los elementos en su base. Por otro lado, se verificó previamente el requisito de funcionalidad en cuanto a deflexiones máximas admisibles instantáneas y la deflexión adicional a largo plazo que resulta del flujo plástico y la retracción de elementos en flexión según el capítulo 9.5 del código ACI-318.

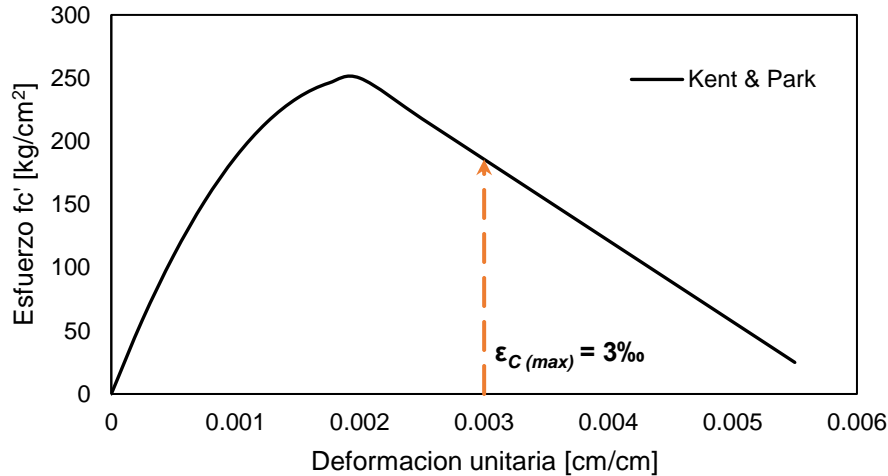
#### 4.1.2. Materiales Utilizados

Para vigas, columnas y muros se utilizó un hormigon G-25 según la norma Nch170Of.1985 Modif.2016 [20], en la **Tabla 4.1** se detalla específicamente sus características

**Tabla 4.1** - Propiedades del hormigón G-25 utilizado.

Propiedades	G-25
Resistencia del hormigón ( $f_c$ ) [ $\text{kg/cm}^2$ ]	250
Módulo de elasticidad $E_c$ (ACI318-08 8.5.1) [ $\text{kg/cm}^2$ ]	238,752
Coficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.2
Peso específico [ $\text{T/m}^3$ ]	2.5

Para el análisis seccional, se utilizó la curva de Ken y Park [21], derivada del modelo propuesto por Hognestad (1971), que representa el comportamiento esfuerzo-deformación axial del hormigón. Se consideró una deformación máxima en compresión igual a  $\epsilon_{c(max)} = 0.003$  de acuerdo con ACI 318 10.2.3.



**Figura 4.1** - Modelo de la curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado.

Para el acero de refuerzo de vigas, columnas y muros se utilizó un acero tipo A63-42H, como se muestran en la **Tabla 4.2** sus propiedades.

**Tabla 4.2** - Propiedades del acero A63-42H utilizado.

Propiedades	A63-42H
Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) [kg/cm <sup>2</sup> ]	4,200
Esfuerzo de ruptura [kg/cm <sup>2</sup> ]	6,300
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ ) [kg/cm <sup>2</sup> ]	2,100,000
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.3
Peso específico [T/m <sup>3</sup> ]	7.85

## 4.2. Diseño del Refuerzo

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como: Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia Requerida ( $\Phi$  Resistencia Nominal  $\geq$  U). En el procedimiento de diseño por resistencia se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia menor que uno.

El diseño del refuerzo de vigas, columnas y muros se realizó de acuerdo con lo especificado en el Reglamento ACI318-08 y la Norma Chilena Nch433. Para marcos y muros se siguieron las recomendaciones del capítulo 21 del ACI318.

## 4.2.1. Vigas

### 4.2.1.1 Diseño a Flexión

El diseño del refuerzo a flexión se efectuó según los requerimientos establecidos en los capítulos 10 y 21 en ACI318. Se utilizó el factor de reducción de la resistencia especificado en la sección 9.3.2.1 para secciones controladas por tracción,  $\Phi = 0.9$ , y una distribución rectangular equivalente de esfuerzos (bloque de esfuerzos) en el hormigon de acuerdo con el acápite 10.2.7 de ACI318.

Para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo a flexión no debe ser menor que la dada por la ecuación (4.1) ni menor que  $1.4 b_w/f_y$ , mientras que la cuantía máxima no puede exceder 0.025 (21.4.2.1 ACI318).

$$A_{s,min} = \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ \text{ó } > 14 \frac{b_w}{f_y} \end{cases} \quad (4.1)$$

Donde:

- $f'_c$  = Resistencia a compresión del hormigon ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $b_w$  = Ancho de la viga (cm)
- $d$  = Distancia de la fibra a compresión hasta el acero en tracción. (cm)

En la tabla se muestra un resumen de las áreas de refuerzo a flexión mínimas y máximas y el suministrado.

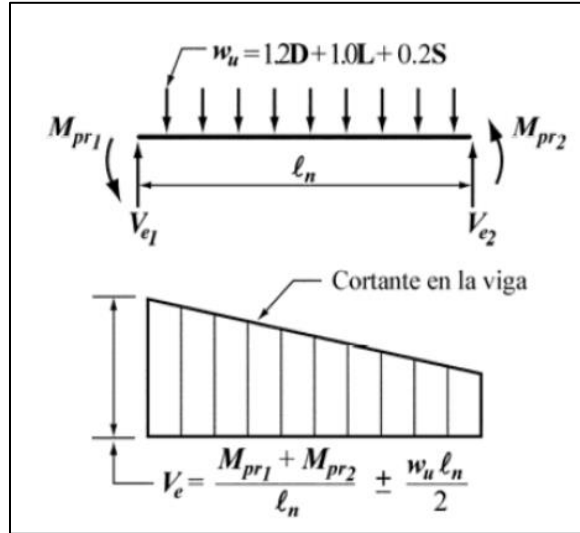
**Tabla 4.3** - Áreas y Refuerzo longitudinal suministrado.

Limites Área de Refuerzo	$A_{s,min}$	5.6 ( $\text{cm}^2$ )
	$A_{s,max}$	42 ( $\text{cm}^2$ )
Suministrado	Superior	25.4 ( $\text{cm}^2$ ) (4 $\Phi$ 22 + 4 $\Phi$ 18)
	Inferior	13.1 ( $\text{cm}^2$ ) (2 $\Phi$ 18 + 4 $\Phi$ 16)

Este diseño cumple con las separaciones máximas referidas a barras longitudinales colocadas en paralelo y en más de una capa. De acuerdo con el capítulo 21.3.4, además se cumple que el momento nominal positivo es al menos la mitad del momento nominal negativo en los extremos de las vigas, y el refuerzo proporcionado en el vano es tal que el momento nominal tanto negativo como positivo, es al menos un cuarto del momento nominal máximo en los extremos. Por simplicidad, para este trabajo de título, el refuerzo provisto en las vigas de todos los pisos es el mismo.

### 4.2.1.2 Diseño al Corte

El diseño del refuerzo de corte se realizó de acuerdo con los capítulos 11 y 21 del reglamento ACI318-08. Se efectuó un diseño al corte por capacidad, en la **Figura 4.2** se presenta un esquema de las cargas y momentos que se supone que actuaran sobre una viga aislada en doble curvatura.



**Figura 4.2** - Esquema de fuerzas y cargas en vigas, tomada de ACI318-08.

Donde:

- $M_{pr1}$  = Momento máximo probable desarrollado en el extremo 1 de la viga
- $M_{pr2}$  = Momento máximo probable desarrollado en el extremo 2 de la viga
- $V_{e1}$  = Corte en el extremo 1
- $V_{e2}$  = Corte en el extremo 2
- $l_n$  = Largo efectivo de la viga
- $W_u$  = carga estática distribuida.

El diseño del refuerzo se realizó con el máximo valor del corte obtenido del análisis modal espectral ( $V_e$ ) correspondiente al peso propio más la sobrecarga de uso. El momento  $M_{pr}$ , en tanto, corresponde al valor del momento nominal diseñado a flexión calculado con un esfuerzo de fluencia del acero multiplicado por 1.25. En este caso, se calculó el valor de los momentos nominales por 1.25 ( $M_{pr} = 1.25 M_n$ ), siguiendo lo que establece la Norma Neozelandeza NZS3101:2006.

Se utilizó el factor de reducción de la resistencia estipulado para cortante en el capítulo 9.3.2.3 ACI318-08:  $\Phi = 0.75$ . El refuerzo o armadura provista a cortante cumple con los requisitos mínimos y máximos estipulados en el punto 11.4.6.3. En los cálculos de la armadura requerida, se consideró la resistencia a corte del hormigón ( $V_c$ ) igual a cero, de acuerdo con el capítulo 21.5.4.2. El espaciamiento de los estribos, por su parte, no debe exceder una distancia a la mayor entre 60 centímetros ni a  $d/2$  (28 cm) según el punto 11.4.5 del código ACI318. En la **Tabla 4.4**, se presenta la armadura suministrada en forma de estribos dobles cerrados.

**Tabla 4.4** - Refuerzo suministrado para corte en vigas

$M_{pr1}$ [T-m]	$M_{pr2}$ [T-m]	$L_n$ [m]	$V_u (W_u L_n / 2)_{máx.}$ [T]	$V_{cap}$ [T]	Refuerzo
60.7	34.9	6.0	11.9	27.8	2EΦ10@18

#### 4.2.1.3 Armadura de Confinamiento

Según el artículo 21.3.4.2 del ACI deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en una distancia igual a  $2h$  (altura elemento) medidas desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 centímetros. Mientras que la separación máxima de los estribos de confinamiento no debe exceder el menor valor de la ecuación (4.2)

$$S_{max} = \text{minimo} \begin{cases} \frac{d}{4} = 14 [cm] \\ 8 d_{bm} = 12.4 [cm] \\ 24 d_{be} = 24 [cm] \\ 30 [cm] \end{cases} \quad (4.2)$$

Donde:

- $d_{bm}$  = diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.
- $d_{be}$  = diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento

La armadura de confinamiento se calculó como se muestra en la ecuación (4.3).

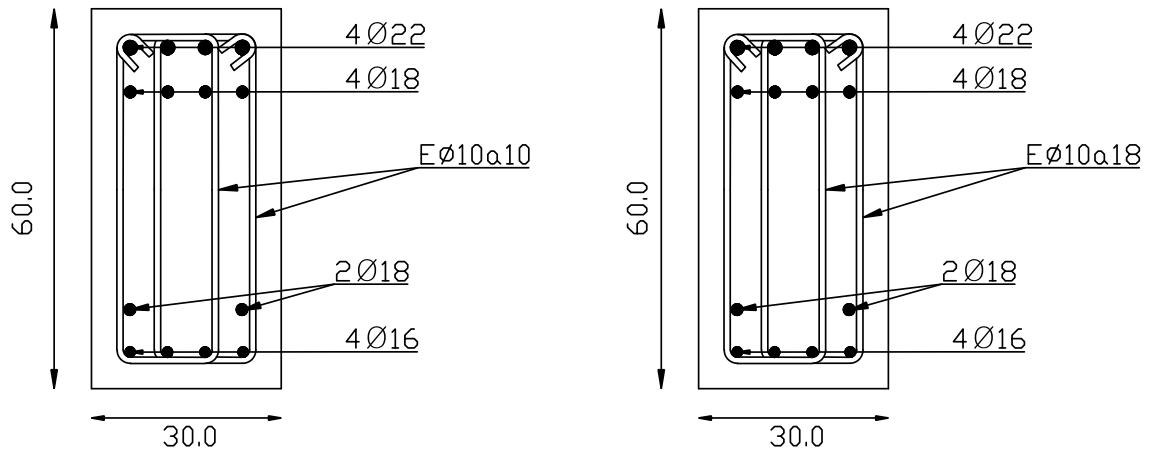
$$A_{sh} = \text{max} \begin{cases} (a) & 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ (b) & 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \end{cases} \quad (4.3)$$

Donde:

- $A_{sh}$  = área total de refuerzo transversal colocado dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión  $b_c$  ( $cm^2$ )
- $s$  = separación entre estribos de confinamiento (cm)
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo del elemento medido de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal.
- $A_g$  = área bruta de la sección ( $cm^2$ )
- $A_{ch}$  = área de la sección transversal del elemento medido entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. ( $cm^2$ )

Los estribos de confinamiento se ubicaron en la longitud  $2h = 120$  [cm] medida desde la cara de la columna, comenzando con un espaciamiento de 5 [cm] en ambos extremos de las vigas. Los estribos dobles proporcionan apoyo lateral a todas las barras de refuerzo longitudinales de las vigas. En este caso el área total de refuerzo transversal a confinamiento fue mayor que el requerido por corte obtenido en el punto 4.2.1.2, por lo tanto, se mantuvo el diámetro del refuerzo, pero se modificó la separación de estos a  $s = 10$  [cm] cumpliendo con la separación mínima de la ecuación (4.2).

En la **Figura 4.3** se muestra en detalle de las vigas.



**Figura 4.3** - Detalle del refuerzo en vigas: izquierda sección en el largo confinado, derecha sección en el vano.

## 4.2.2. Columnas

### 4.2.2.1 Diseño a Flexión y Carga Axial

El diseño del refuerzo a flexión y carga axial de las columnas se realizó de acuerdo con el capítulo 10 y 21 de ACI318-08. Se utilizó el programa SAP2000 [22] para el análisis seccional.

El diseño de las columnas está controlado por la magnitud de las cargas axiales que soportan. El refuerzo longitudinal se dispuso de acuerdo con los límites que se imponen en ACI318 capítulo 21.6.3.1:

$$0.01 A_g < A_{st} < 0.06 A_g \quad (4.4)$$

Donde  $A_g$  es el área bruta de la sección de la columna y  $A_{st}$  es el área total del refuerzo longitudinal.

Por simplicidad se propuso un tipo de columnas manteniendo dimensiones (70x70 cm) y el refuerzo longitudinal en todos los pisos.

**Tabla 4.5** - Refuerzo longitudinal en columnas

Pisos	$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{st} / A_g$ [%]
1 a 12	4900	16Φ22	60.8	1.24

En el cálculo de los diagramas de interacción de diseño se ocupó el factor de reducción  $\Phi$  de acuerdo con el capítulo 9.3.2 de ACI318:

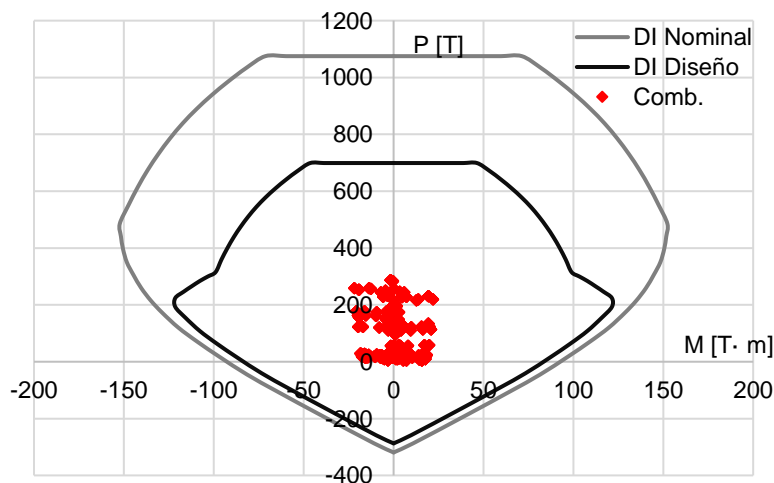
$\Phi = 0.65$  para  $\epsilon_t \leq 0.002$  (sección controlada por compresión).

$\Phi = 0.90$  para  $\epsilon_t \geq 0.005$  (sección controlada por tracción)

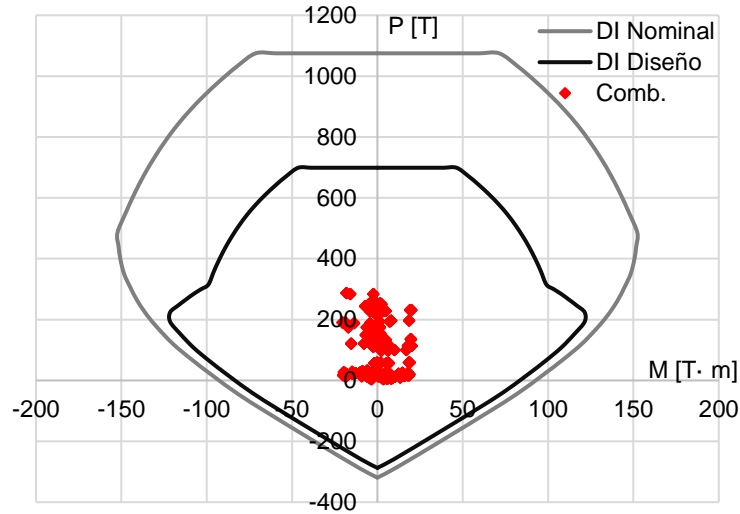
$\Phi = 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) (250/3)$  para  $0.002 \leq \epsilon_t \leq 0.005$  (zona de transición)

Donde  $\epsilon_t$  es la deformación unitaria en tracción del acero extremo en el estado de resistencia nominal.

Las **Figura 4.4** **Figura 4.5**, presenta el diagrama de interacción nominal y de diseño comparándolas con los pares momento-carga axial provenientes del análisis modal espectral, para las combinaciones de cargas correspondientes al primer y último piso en ambas direcciones principales de análisis.



**Figura 4.4** - Diagrama de interacción columnas primer y octavo piso, Dirección X.



**Figura 4.5** - Diagrama de interacción columnas primer y octavo piso, Dirección Y.

Con el propósito de reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se consideren como parte del sistema sismorresistente, se verificó que se satisfaga el principio de diseño columna fuerte – viga débil. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo existen la posibilidad de acción inelástica en ellas, en el peor caso se puede producir fluencia en todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columna que puede conducir al colapso. Según el capítulo 21.6.2.2 del ACI318 debe cumplirse que:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (4.5)$$

Donde:

- $\sum M_{nc}$  = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las columnas que llegan a un nudo, evaluados en la cara del nudo.
- $\sum M_{nb}$  = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan a un nudo, evaluadas en la cara del nudo.

#### 4.2.2.2 Diseño al Corte

El diseño al corte de las columnas se realizó de acuerdo el capítulo 21 del ACI318-08. Se utilizó un factor de reducción de la resistencia  $\Phi = 0.75$ . De acuerdo con el capítulo ACI 318-08 21.5.4.1 las fuerzas de diseño no necesitan ser mayores que aquellas calculadas con los momentos máximos probables de las vigas que llegan al nudo.

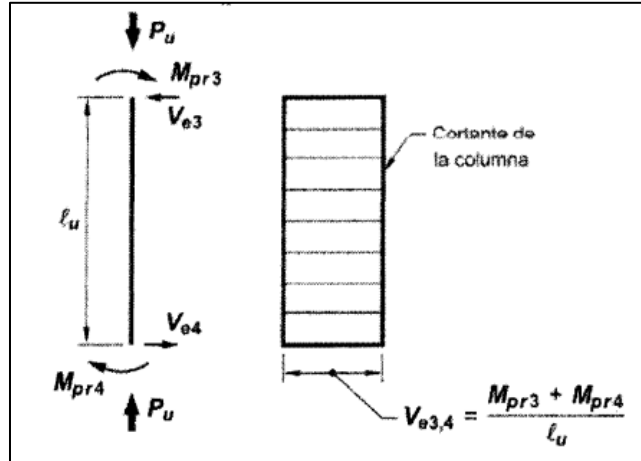


Figura 4.6 - Demanda de corte en columnas, tomado de ACI318-08.

Por equilibrio de fuerzas, según la **Figura 4.6** se tiene que:

- $V_{e3,4}$  = Demanda de corte,
- $P_u$  = Cargas axiales que actúan sobre la columna,
- $M_{pr3,4}$  = Momentos máximos probables en las columnas, desarrollados por las vigas que llegan al nudo.
- $L_u$  = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

En cuanto a las columnas ubicadas en la base, los momentos nominales ( $M_n$ ) se obtuvieron con la interpolación del diagrama de interacción según la carga axial ( $P_u$ ) de las combinaciones de carga mayoradas que otorgara la resistencia a flexión mayor. Debido a esto, se llegó a demandas de corte superiores a los calculados con los momentos probables de las vigas.

En la **Tabla 4.6** se presenta el refuerzo provisto suministrado en ambas direcciones, calculado para los valores más desfavorables de las fuerzas de corte y considerando la resistencia a corte del hormigón ( $V_c$ ) igual a cero.

**Tabla 4.6** - Refuerzo de corte en columnas.

$M_{pr3}$ [T m]	$M_{pr4}$ [T m]	$L_u$ [m]	$V_e$ [T]	Refuerzo
60.7	34.9	2.1	45.5	2EΦ10a12

#### 4.2.2.3 Armadura de Confinamiento

La armadura de confinamiento se calculó de igual manera que el procedimiento de las vigas excepto que, según el capítulo 21.6.4.3 del ACI318, el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder lo mostrado en la ecuación (4.6).

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Dimension menor} * 0.25 \\ 6 d_{bm} \\ s_o = 10 + \frac{(35 - hx)}{3} \\ 10 \leq s_o \leq 15 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad (4.6)$$

Donde:

- $h_x$  es el espaciamiento de los ganchos o ramas de estribos de confinamiento dentro de una sección, no debe exceder los 35 cm.

El primer estribo debe estar situado a una distancia no más de  $s/2$  de la cara del nudo y se deben proporcionar en una longitud  $\ell_o$  medida desde la cara del nudo, donde  $\ell_o$  debe ser el mayor entre:

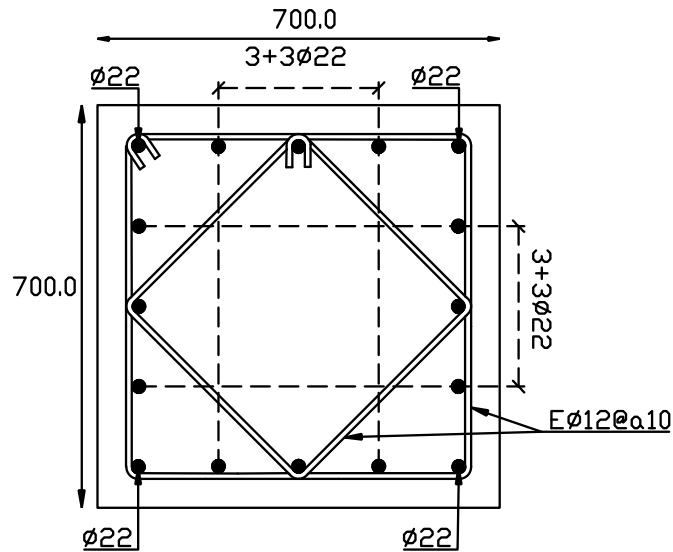
$$\ell_o = \max \begin{cases} \text{una sexta parte de la luz libre} \\ \text{Dimension transversal mayor} \\ 45 [cm] \end{cases} \quad (4.7)$$

En la **Tabla (4.7)** se muestra la separación, la longitud, el área y el refuerzo provisto para el diseño de la armadura a confinamiento.

**Tabla 4.7** - Armadura de confinamiento en columnas.

Separación [cm]	Longitud $\ell_o$ [cm]	$A_{sh}$ [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo
10	70	0.451	2 estribos cerrados $\Phi 12$

Debido a que el área de confinamiento es mayor que el área suministrada a corte, esta predomina en el diseño en todos los pisos. La armadura de confinamiento debe extenderse dentro de los nudos, alrededor del refuerzo longitudinal de las columnas, de acuerdo con ACI318. 21.7.3.3. La **Figura 4.7**, presenta un detalle de la sección transversal de las columnas y el refuerzo provisto.



**Figura 4.7** - Detalle columnas.

### 4.2.3. Verificación Resistencia al Corte en Nudos

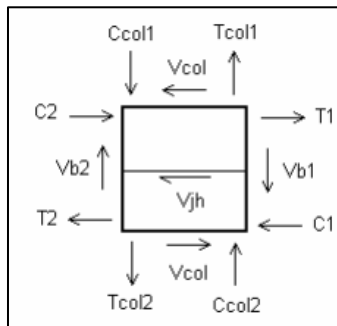
Según el punto ACI318 21.7.4.1 la resistencia a cortante del nudo dependerá de cuantas caras del nudo cumplan con lo siguiente; "al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo". Ocupando un factor de reducción del a resistencia  $\Phi = 0.85$ , de acuerdo con ACI318 9.3.4 (c), se utilizará la resistencia nominal más desfavorable definida en la ecuación (4.8):

$$V_n = 3.18 \sqrt{f'_c} A_j \quad (4.8)$$

$f'_c$  está en  $[\text{kg}/\text{cm}^2]$  y  $A_j$  es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo, este valor no puede ser mayor que el área de la sección transversal de la columna. El ancho efectivo debe ser el menor entre: (a) el ancho de la viga más la altura del nudo (ó ancho de la columna), (b) dos veces la distancia perpendicular más pequeña al eje longitudinal de la viga de al lado de la columna, estos valores dependen de la dirección de análisis.

Para obtener la fuerza de corte producida en el nudo, se realiza un equilibrio de fuerzas horizontales actuantes como se muestra en la **Figura 4.8**, considerando  $C_2 = T_2$  se tiene la ecuación (4.9):

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (4.9)$$



**Figura 4.8** - Esquema de fuerzas en nudos [23].

Donde

- $V_{jh}$  = fuerza de corte horizontal en el nudo.
- $T_i$  = Fuerza producida por el acero longitudinal en tracción de la viga i.
- $V_{col}$  = Fuerza de corte horizontal de la columna.

Los valores de  $T_1$  y  $T_2$  se calcularon multiplicando el área de acero en tracción ( $A_s$ ) por  $1.25 \cdot f_y$ ,  $V_{col}$  corresponde al valor obtenido en el punto 4.2.2.2 de este documento. En la tabla se presenta la verificación del corte en los nudos más desfavorables para cada dirección de análisis.

**Tabla 4.8** - Verificación corte en nudos.

Dirección	$V_{jh}$ [T]	$V_n$ [T]	$\Phi V_n$ [T]
X	157	211	180
Y	88	211	180

### 4.3. Muros

Los espesores de los muros se determinaron de acuerdo con la sección 21.9.6.4 (f) del DS 60 que indica que el espesor de los elementos de borde deben ser mayores o iguales a 30 [cm]. Además, se debe cumplir con la disposición 21.9.1.1 del mismo documento que indica que el espesor de un muro debe ser mayor a  $l_u/16$  para evitar problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento:

$$e_{min} = \frac{l_u}{16} \approx 17 [cm] < 30 [cm] \quad (4.10)$$

Donde  $l_u$  es la altura libre o sin soporte de un elemento en compresión, en este caso es igual a la altura entrepiso 270 [cm]. En el presente trabajo, los muros tienen un espesor a 30 [cm] en toda su altura, tal como se mencionó en la descripción del caso en estudio.

#### 4.3.1. Diseño a Flexión y Carga Axial

El diseño de muros se efectuó con el capítulo 21 de acuerdo con ACI318-08 y además se utilizó como referencia el trabajo en muros de hormigón armado el trabajo realizado por M. Romero (2020) [24].

Al igual que en columnas se realizó un análisis seccional en el software SAP2000 donde se utilizó el modelo propuesto por Mander (1984) [25] para el comportamiento del acero en tensión bajo cargas cíclicas y además para describir el comportamiento del acero. Esta curva considera la deformación plástica o endurecimiento del acero, la cual, para este caso en particular, fue delimitada a una deformación máxima de 3% para evitar el pandeo en las barras de refuerzo en muros en la recarga posterior y una deformación máxima en compresión del hormigón no-confinado igual a 3‰ [13]. En el diseño, se consideró el muro más solicitado en cuanto a carga axial y a momento para cada dirección de análisis y se replicó el diseño para los muros en su misma dirección debido a la simetría de la planta y de las solicitaciones del análisis lineal elástico. La **Tabla 4.9** resume las dimensiones de los muros según su orientación.

**Tabla 4.9** - Clasificación de muros para el diseño.

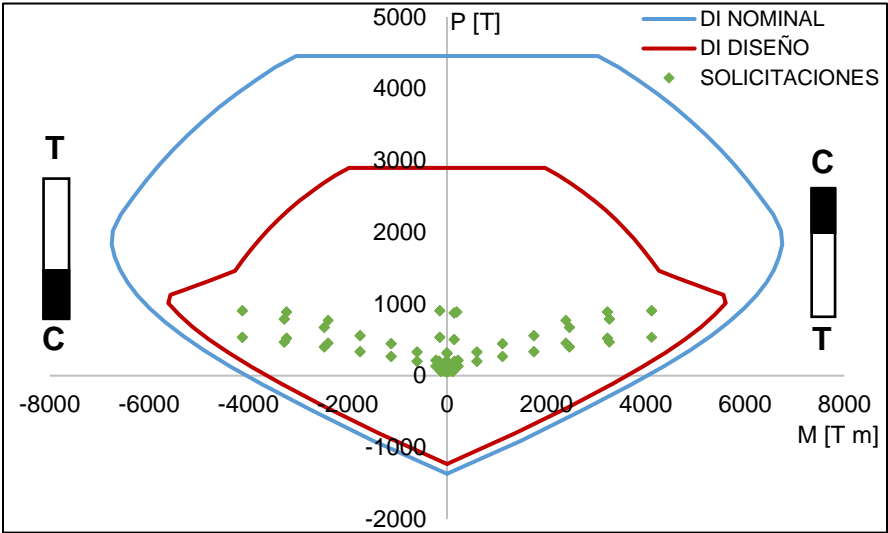
Dirección	Espesor (cm)	Largo $L_w$ (cm)	Relación de Aspecto $A_r$ ( $H_w / L_w$ )
Y	30	670	3.22
X	30	790	2.73

La armadura longitudinal de los muros se suministró en dos capas cumpliendo con DS60 21.9.2.2, se proporcionó una cuantía longitudinal  $\rho_e$  distribuida en los muros y una cuantía concentrada en los bordes para otorgar capacidad a flexión a los elementos. La cuantía fue calculada de acuerdo con ACI318-08 21.9.6.4.

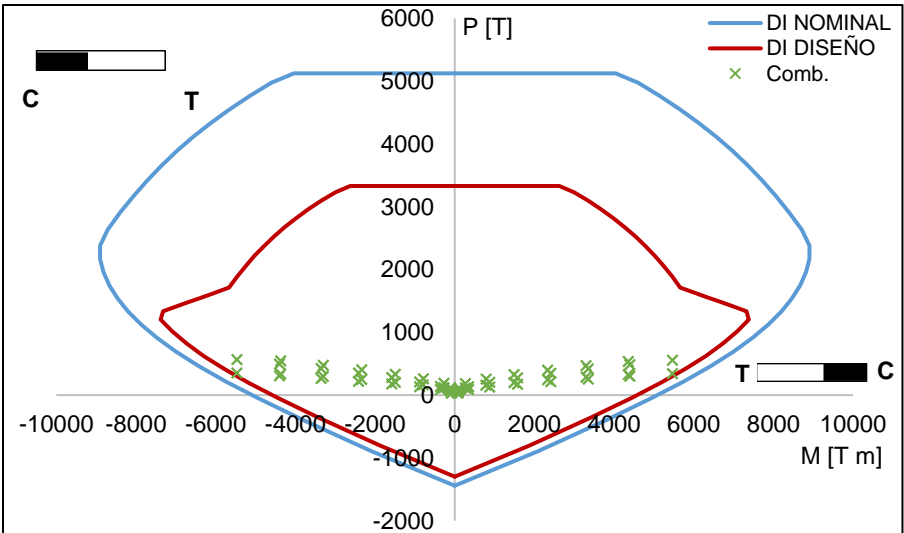
**Tabla 4.10** - Refuerzo longitudinal en muros.

Dirección	Distribuido	$\rho_e$ (‰)	Borde	$\rho_e$ (%)
Y	2Φ12a15	5.02	20Φ28	4.1
X	2Φ12a15	5.02	20Φ28	4.1

Para el análisis seccional, se obtuvo el diagrama de interacción en la dirección correspondiente del muro. En las **Figura 4.9** & **Figura 4.10** se observa que las sollicitaciones se encuentran dentro del diagrama de diseño y a su vez del nominal y bajo el punto de balance. Cabe destacar que la simetría que poseen los diagramas se debe a la distribución del refuerzo de las barras longitudinales que fueron suministrados. Se verificó que en cada muro no se sobrepase el límite de carga axial permitido de acuerdo con la sección 91.9.5.3 del Decreto Supremo 60, el cual indica que el valor máximo de la carga axial obtenido desde las combinaciones (Pu) debe ser menor al 35% de la sección transversal por el valor del esfuerzo a compresión  $f'_c = 250 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$  (ver **Tabla 4.11**).



**Figura 4.9** - Diagrama de interacción muro en Y.



**Figura 4.10** - Diagrama de interacción muro en X.

**Tabla 4.11** - Carga axial limite según DS60.

Dirección Muro	P <sub>u</sub> [T]	P <sub>Límite DS60</sub> [T]	P <sub>u</sub> / A <sub>g</sub> f' <sub>c</sub> [%]
Y	920	1759	18
X	567	2074	10

Se observa que las máximas cargas axiales desarrolladas por las combinaciones (en la sección baja del primer piso) se encuentran entre un 10% y 20% de carga asociada de la compresión pura de la sección transversal sometida al esfuerzo f'<sub>c</sub>.

#### 4.3.2. Diseño al Corte

El diseño a corte de los muros se realizó de acuerdo con el capítulo 21.9 de ACI138-08, considerando un factor de reducción Φ = 0.6 y teniendo en cuenta que la cuantía transversal ρ<sub>t</sub> mínima requerida es igual a 0.0025 según ACI318.

Primero se obtuvo la sollicitación máxima a corte desde las combinaciones (V<sub>u</sub>) con el análisis lineal elástico y se comparó con el corte nominal establecido como límite según 21.9.4.5 ACI318. En esta sección del ACI318 se indica que el máximo corte nominal que puede resistir la sección del muro analizado debe ser menor a la máxima sollicitación de corte del piso con mayor demanda proveniente de las combinaciones de carga, como lo indica en la ecuación (4.11):

$$V_u \leq \Phi V_{n,max} = \Phi 2.65 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (4.11)$$

Donde A<sub>cv</sub> es el área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud en la dirección de la fuerza de corte considerada.

La **Tabla 4.12**, los resultados obtenidos para cada muro tipo.

**Tabla 4.12** - Corte nominal limite ACI318-08.

Dirección Muro	V <sub>u,max</sub> [T]	A <sub>cv</sub> (L <sub>w</sub> · e) [cm <sup>2</sup> ]	ΦV <sub>n,max</sub>
Y	332	20100	505
X	412	23700	596

Se observa que la demanda de corte máxima asociada a los pisos inferiores principalmente al primer piso no supera el límite impuesto por la ACI. Como esta expresión describe la resistencia al corte solamente considerando las propiedades geométricas, se concluye que el espesor asignado para cada muro no quiere ser modificado ya que cumple la normativa vigente.

Luego, la cuantía del refuerzo transversal requerida ρ<sub>t</sub>, se obtiene según 21.9.4.1 ACI318-08, específicamente con la ecuación (4.12):

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (4.12)$$

Donde:

- V<sub>n</sub> = Fuerza de corte nominal requerida en la sección del muro para la dirección de análisis.

- $\alpha_c$  = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto, depende de la relación de aspecto de la sección del muro considerara para el análisis.
- $f'_c$  = Resistencia específica de la compresión del concreto, definida en la **Tabla 4.1**.
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero, definido en la **Tabla 4.2**.
- $\rho_t$  = Cuantía del área de refuerzo transversal distribuido requerida para desarrollar  $V_n$ .

A continuación, se presenta **Tabla 4.13**, la distribución de acero proporcionada para los muros tipo para cada piso.

**Tabla 4.13** - Distribución de acero transversal de muros.

Piso	Muro X ( $L_w = 790$ cm)		Muro Y ( $L_w = 670$ cm)	
	$\rho_t$ (‰)	Distribución	$\rho_t$ (‰)	Distribución
8	2.5	2Φ12@25	2.5	2Φ12@25
7	2.5	2Φ12@25	2.5	2Φ12@25
6	2.5	2Φ12@25	2.5	2Φ12@25
5	2.5	2Φ12@20	2.7	2Φ12@20
4	3.8	2Φ12@20	3.5	2Φ12@20
3	4.4	2Φ12@15	4.0	2Φ12@15
2	4.9	2Φ12@15	4.5	2Φ12@15
1	4.9	2Φ12@15	4.6	2Φ12@15

Cabe destacar que en los pisos superiores predomina la cuantía mínima 2.5‰ mientras que en los pisos inferiores este valor se duplica debido a la alta demanda de corte, teniendo que modificar la separación para aumentar la cuantía, cumpliendo con 21.9.2.1 de ACI318-08.

#### 4.3.3. Elementos Especiales de Borde

Se determinaron los requerimientos de elementos de borde especiales de acuerdo con ACI318-08 21.9.6.2 en conjunto con el del Decreto Supremo 60. Se deben disponer elementos especiales de borde en zonas de compresión donde el valor de la profundidad del eje neutro “c” cumpla con lo siguiente:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \cdot (\delta_u/H_w)} = c_{crit} \quad (4.13)$$

Donde:

- $l_w$  = longitud del muro en la dirección de análisis,
- $\delta_u$  = desplazamiento lateral de diseño de techo de acuerdo con Nch433 en la dirección de análisis
- $H_w$  = altura total del muro.

En el cálculo de “c” se utilizó la mayor carga axial asociada a una combinación sísmica obtenida desde el análisis de demandas provistas en el diseño a flexo-compresión consistente con la dirección y sentido de análisis en estudio.

En el caso de requerir elementos de borde tienen que cumplir con 21.9.6.4 (a) DS60 donde se indica que el elemento de borde de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el valor de  $C_c$  determinado como según la ecuación (4.14):

$$C_c = c - C_{crit} \quad (4.14)$$

La armadura de confinamiento en los elementos se debe calcular utilizando la misma ecuación utilizada en vigas descrita en el punto 0 del documento específicamente como la ecuación (4.3) (b). La separación del refuerzo transversal en el elemento de borde no debe superar los 20 (cm) ni la mitad del espesor del elemento de borde ( $e/2 = 15$  cm) según DS 21.9.6.4 (b). También según 21.9.2.4 DS60; (a) el diámetro de las barras longitudinales en los elementos de borde debe ser menor o igual que un noveno de la menor dimensión del elemento de borde y (b) el diámetro del refuerzo transversal del elemento de borde debe ser igual o mayor que un tercio del diámetro del refuerzo longitudinal que sujeta.

El valor de  $\delta_u$  proviene del análisis espectral de desplazamiento y se estimó anteriormente en el punto 3.5 de este documento. Finalmente, los resultados obtenidos con respecto a los elementos de borde se resumen en la **Tabla 4.14**.

**Tabla 4.14** - Elementos especiales de borde.

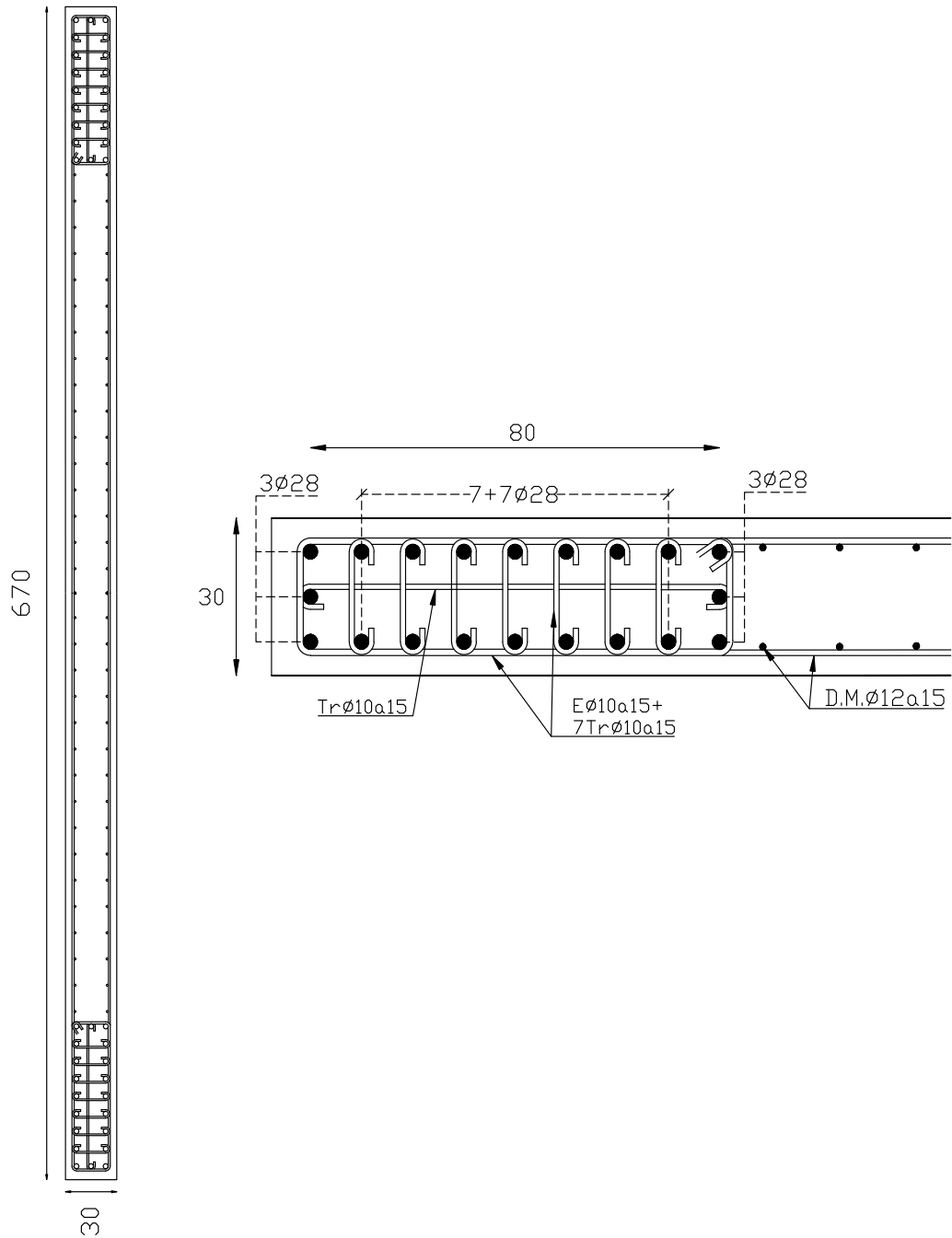
Propiedad (cm)	Muro Y	Muro X
$H_w$	2160	2160
$I_w$	670	790
$\delta_u$	16.6	16.3
$\delta_u/H_w$	0.00769	0.00755
$C_{CRIT}$	145	174
$c$	203	168
<b>EEB</b>	REQUIERE	NO NECESITA
$C_c = c - C_{crit}$	60	-

Se observa que, de acuerdo con la normativa vigente en Chile, los muros que forma parte del sistema estructural resistente en la dirección X, no necesitan elementos de bordes. Se hace hincapié que el decreto supremo 60, no considera necesario restringir el límite inferior del cociente  $\delta_u/H_w$  lo que permite grandes valores de  $C_{crit}$ . Por otra parte, los muros en dirección Y (largo 6.7 m) es necesario confinarlos en un total de 60 centímetros según la normativa.

Para efectos prácticos se decidió aumentar esta longitud de confinamiento a 80 (cm) para darle soporte lateral al refuerzo longitudinal correspondiente a los 20 $\Phi$ 28 ubicados en los bordes de todos los muros, cumpliendo con las exigencias de ACI318-08 y del DS60.

#### 4.3.4. Esquemas y Detalles de muros.

En la **Figura 4.11** se presentan detalles del refuerzo provisto en los muros, de acuerdo con lo calculado.



**Figura 4.11** - Detalle muros Y.

# CAPÍTULO V

## 5. Metodología Para Uniones Híbridas.

El método de diseño para conexiones híbridas prefabricadas seguirá el apéndice B de la norma NZS 3101 – New Zealand Concrete Design Standar junto al manual Presss Design Handbook. Como se especifica en la cláusula B4.1. de la norma NZS “tanto como el diseño en basado en fuerzas o el diseño basado en desplazamientos puede utilizarse para el diseño sísmico de sistemas con uniones híbridas”. En este trabajo se utilizará el procedimiento diseño basado en desplazamientos, el cual es recomendado para tener una mejor visualización sobre el comportamiento de los sistemas híbridos [7, 11]

### 5.1. Diseño Directo Basado en Desplazamiento (DDBD)

La base de este procedimiento denominado “diseño directo basado en desplazamientos” fue introducido en 1998 por Priestley, y ha sido sujeto de considerables investigaciones en Europa, Nueva Zelanda y Norte América. La filosofía detrás del DBDD indica que las estructuras deberían ser diseñadas para alcanzar un nivel específico de desempeño, definido por deformaciones de los elementos o algún límite de deformación entrepiso “o drift”, ante un nivel de amenaza sísmico considerado.

Para esto, el método requiere que el sistema estructural sea convertido en un sistema equivalente (ó estructura sustituta) de un grado de libertad SDOF (**Figura 5.1a**), representada por una rigidez secante efectiva  $K_e$  (**Figura 5.1b**), masa efectiva  $m_e$ , altura efectiva  $H_e$  y un amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  para el desplazamiento máximo  $\Delta_d$  (**Figura 5.1d**), que depende de la deformada de la estructura o “drift” de diseño  $\Theta_d$  escogido [14].

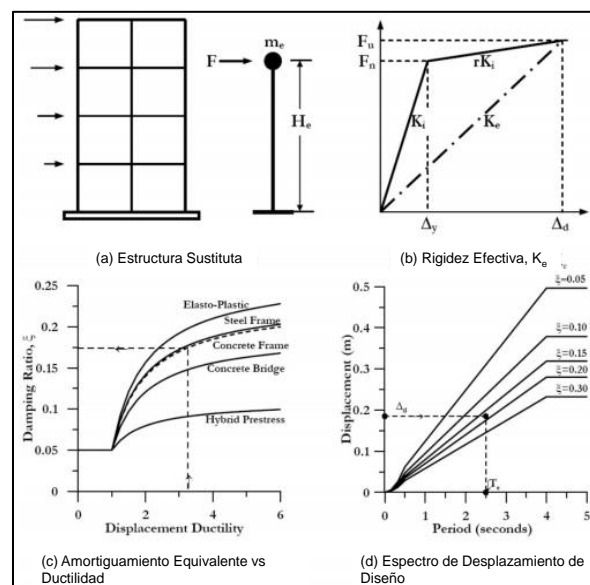


Figura 5.1 - Procedimiento DDBD, tomado de Priestley [14].

Conocidos el perfil de la deformada y el drift de diseño  $\Theta_d$ , es posible obtener las propiedades de la estructura sustituta según las ecuaciones (5.1), (5.2) y (5.3):

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5.1)$$

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5.2)$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\Delta_d} \quad (5.3)$$

Donde:

- $m_i$  es la masa sísmica en el piso  $i$
- $h_i$  altura al piso  $i$ .
- $\Delta_i$  desplazamiento de diseño en el piso  $i$ , definido como  $\Delta_i = \Theta_d h_i$ .

#### 5.1.1. Amortiguamiento Equivalente Viscoso, Demanda de Ductilidad y Desplazamiento de Fluencia.

Por otra parte, un parámetro importante a calcular es el amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$ , el cual define la disipación de energía total en la estructura sustituta y viene definido por un amortiguamiento elástico  $\xi_{el}$  (supuesto igual a 5% para estructuras de hormigón comúnmente) más un amortiguamiento histerético (asociado al mecanismo de disipación) como se muestra en la ecuación (5.4):

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (5.4)$$

La norma NZS en su cláusula B6.5.3 recomienda utilizar el amortiguamiento equivalente en función la demanda de ductilidad del sistema  $\mu$ , y en el caso de sistemas híbridos también dependerá de la condición de auto-centrado  $\lambda$ , de como se muestra en la ecuación (5.5):

$$\xi_{eq} = 5\% + \frac{30\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)}{(1+\lambda)}\% \quad (5.5)$$

Donde:

- Demanda de ductilidad es la razón entre el desplazamiento máximo de diseño y el desplazamiento de fluencia  $\mu = \Delta_d / \Delta_y$ .
- $\lambda$  = Condición de auto-centrado

El desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  varía dependiendo del sistema estructural que se está analizando ya sea muros o marcos de hormigón armado. En el caso de marcos postensados, Priestley [14] propone la expresión (5.6):

$$\Delta_y = \theta_y H_i \quad (5.6)$$

Además,

$$\theta_y = 0.0004 \frac{L_b}{h_b} \quad (5.7)$$

Donde:

- H es la altura entre piso
- $L_b$  es el largo de vigas
- $H_b$  es la altura de las vigas

Y en caso de muros mecedores o postensados, el desplazamiento de fluencia se estima de acuerdo con la siguiente expresión (5.8):

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y H_e^2}{l_w} \left( \frac{1 - H_e}{3H_n} \right) \quad (5.8)$$

Donde:

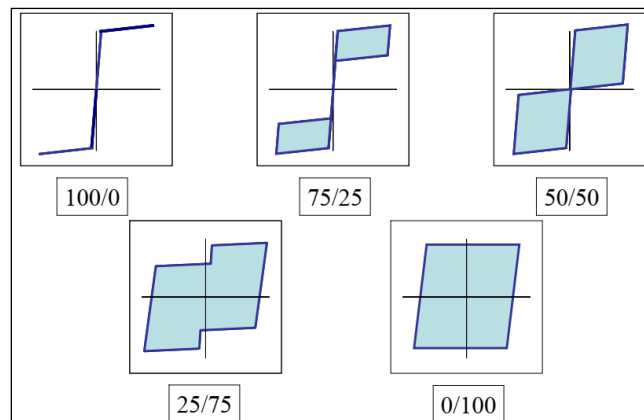
- $H_e$  es la altura efectiva
- $H_n$  es la altura total del muro.
- $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del acero convencional
- $l_w$  largo del muro.

Otro parámetro importante necesario es la condición de auto-centrado de un sistema híbrido  $\lambda$ , este valor es la razón entre el momento asociado al postensado y la carga axial con el momento asociado al sistema de disipación.

$$\lambda = \frac{M_{pt} + M_N}{M_s} \geq \alpha_o \quad (5.9)$$

La cláusula B4.3.2 de la norma NZS recomienda un valor superior a  $\alpha_o > 1.15$  donde  $M_{pt}$ ,  $M_N$ , y  $M_s$  es la resistencia a flexión del acero postensado, de la carga axial y del acero de refuerzo respectivamente calculados respecto al centroide de la resultante de compresión de la sección.

La **Figura 5.2** muestra un esquema de la variación de la razón de auto-centrado en la respuesta histerética del sistema, un valor de  $\alpha_o = 1.5$  corresponde a una relación de 60/40.



**Figura 5.2** - Efectos al variar la razón de auto-centrado en la curva de histéresis tipo bandera [7].

### 5.1.2. Periodo Efectivo y Corte Basal

El periodo efectivo del sistema SDOF se obtiene directamente del espectro de desplazamiento reducido por un factor  $\eta$  para el nivel de amortiguamiento  $\xi_{eq}$ . En este trabajo se utilizará el espectro elástico de desplazamiento (definido para un  $\xi$  igual a 5%) obtenido en el punto 3.5 y será reducido por el factor  $\eta$  descrito por la ecuación (5.10):

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2 + \xi_{eq}}\right)} \quad (5.10)$$

El paso siguiente es interceptar el desplazamiento máximo de diseño  $\Delta_d$  al espectro de desplazamiento para el nivel de amortiguamiento  $\xi_{eq}$ , para obtener desde las abscisas el periodo efectivo  $T_e$  (ver **Figura 5.1d**). La rigidez equivalente  $K_e$  del sistema SDOF es obtenida desde la ecuación conocida para un sistema oscilador de un grado de libertad (ecuación (5.11):

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (5.11)$$

Donde  $m_e$  es la masa efectiva definida anteriormente.

Luego el corte basal es obtenido por la ecuación (5.12) (5.16) y distribuido en proporción a la masa sísmica de los pisos y su desplazamiento de diseño bajo la ecuación (5.13).

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (5.12)$$

$$\frac{F_i}{V_b} = \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5.13)$$

#### **Resumiendo, los pasos del DBDD:**

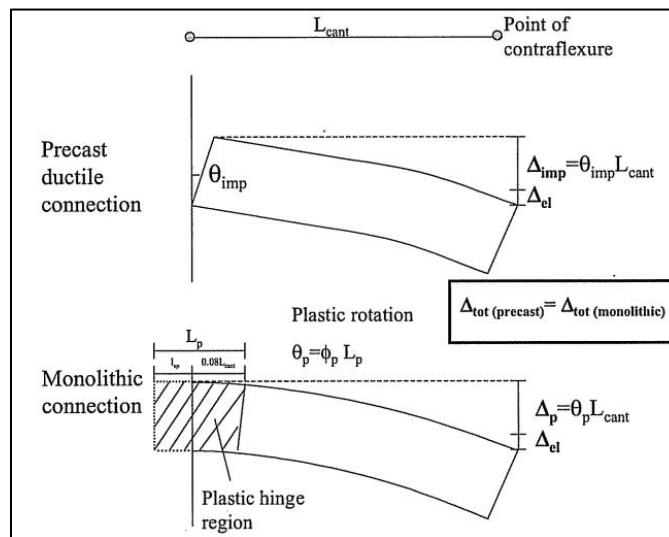
1. Seleccionar un drift de diseño.
2. Evaluar las propiedades del sistema equivalente o de un grado de libertad (SDOF) altura y masa efectiva, definir el desplazamiento de diseño.
3. Calcular el amortiguamiento viscoso equivalente, relacionado a la ductilidad del sistema estructural.
4. Reducir el espectro elástico de desplazamiento (obtenido para un 5% de amortiguamiento) por el factor  $\eta$ , asociado al nivel de amortiguamiento equivalente calculado. Interceptar el desplazamiento de diseño y obtener el periodo efectivo.
5. Obtener la rigidez secante efectiva del sistema equivalente (SDOF).
6. Calcular el corte basal multiplicando la rigidez efectiva por el desplazamiento de diseño.
7. Distribuir el corte basal y diseñar los elementos estructurales respectivamente.

## 5.2. Análisis Seccional

### 5.2.1. Analogía Viga Monolítica

En el método de análisis seccional clásico (momento-curvatura) que utiliza la compatibilidad de deformación para obtener la distribución de esfuerzos en la sección no puede ser aplicados a las uniones híbridas. El hecho que existan barras sin adherencia en la conexión hace que se pierda la condición de compatibilidad en la sección crítica haciendo que se dificulte el análisis. A diferencia del análisis seccional tradicional momento – curvatura se debe adoptar una respuesta momento – rotación para estructuras prefabricadas articuladas [7].

Pampanin, Priestley y Sritharan [15] propusieron un método alternativo para analizar sistemas con uniones postensadas sin adherencia conocido como “Monolithic beam Analogy (MBA)” o analogía de la viga monolítica. Este método incorpora una condición al igualar el desplazamiento en el extremo de la viga prefabricada ( $\Delta_{precast}$ ) al de una viga típicamente monolíticamente empotrada ( $\Delta_{monolithic}$ ) como se muestra en la **Figura 5.3**. Este concepto es utilizado para estimar las deformaciones tanto en el hormigón como en los aceros en la conexión híbrida estableciendo relaciones entre la profundidad del eje neutro y las deformaciones de los otros materiales para cumplir la condición de equilibrio de fuerzas.



**Figura 5.3** – Concepto Analogía Viga Monolítica [15].

### 5.2.2. Deformación del Hormigón

Al asumir igualdad de desplazamientos en el extremo de los elementos se obtiene:

$$\Delta_{precast} = \Delta_{monolithic} \quad (5.14)$$

El desplazamiento producto de la curvatura elástica  $\Delta_e$  a lo largo del elemento y el desplazamiento producto de la rotación en la interface  $\Delta_{imp}$  son los componentes del desplazamiento total en el extremo de la viga por lo que se tiene lo siguiente:

$$\Delta_{precast} = \Delta_e + \Delta_{imp} = \Delta_e + L_{cant} \theta_{imp} \quad (5.15)$$

Donde  $L_{cant}$  es la longitud efectiva del elemento o la distancia entre la interfaz de conexión y el punto de inflexión de una viga en voladizo. Mientras que  $\Theta_{imp}$  representa la rotación impuesta en la interfaz de la conexión.

Por otra parte, utilizando las relaciones propuestas por Paulay & Priestley [ ] referidas a la curvatura de fluencia  $\Phi_y$  y la curvatura ultima  $\Phi_u$ , la componente plástica de desplazamiento  $\Delta_p$  de la viga monolítica se puede calcular como sigue:

$$\Delta_{monolithic} = \Delta_e + \Delta_p \quad (5.16)$$

$$\Delta_p = \left( L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right) \theta_p \quad (5.17)$$

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \quad (5.18)$$

Luego, igualando las ecuaciones (5.15) y (5.16) se tiene:

$$(\Phi_u - \Phi_y) = \frac{L_{cant} \theta_{imp}}{\left( L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right) L_p} \quad (5.19)$$

Además,

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (5.20)$$

Donde  $\varepsilon_c$  es la deformación unitaria del hormigon y  $c$  es la profundidad del eje neutro, finalmente se tiene la relacion (5.21).

$$\varepsilon_c = \left[ \frac{L_{cant} \theta_{imp}}{\left( L_{cant} - \frac{L_p}{2} \right) L_p} + \Phi_y \right] c \quad (5.21)$$

$$\rightarrow \varepsilon_c = f(c) \quad (5.22)$$

Donde  $L_p$  es el largo de la zona plástica, según [7] se define como:

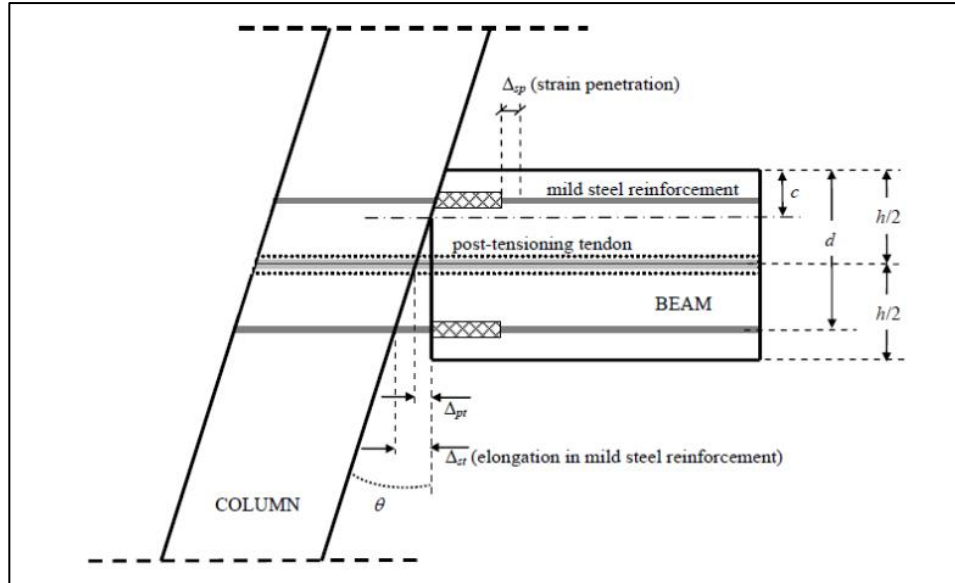
$$L_p = 0.08 L_{cant} + 0.1 h (l_w) + l_{sp} \quad (5.23)$$

Donde:

- $h$  es la altura de la viga o  $l_w$  largo del muro dependiendo del elemento analizado.
- $l_{sp} = 0.022 f_y d_{bl}$
- $f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero convencional
- $d_{bl}$  = diámetro del refuerzo longitudinal

### 5.2.3. Deformación Acero postensado y Acero Convencional

Para el cálculo de la deformación unitaria del tendón postensado, por geometría correspondiente a la rotación impuesta  $\Theta$  en la **Figura 5.3**, se pueden obtener las siguientes relaciones.



**Figura 5.4** - Marco híbrido sometido a una rotación arbitraria  $\Theta$ .

La elongación del tendón postensado  $\Delta_{pt}$ , suponiendo que los tendones se ubican en el centro del elemento, se puede expresar como:

$$\Delta_{pt} = \left( \frac{h}{2} - c \right) \theta \quad (5.24)$$

Donde:

- $h$  es la altura de la viga.

Luego es posible obtener la deformación unitaria del tendón según la elongación mediante la ecuación (5.25):

$$\varepsilon_{pt} = \frac{n \Delta_{pt}}{l_{pu}} \quad (5.25)$$

Donde:

- $n$  es el número de interfaces de uniones viga-columna en el marco de hormigón prefabricado en un paso dado
- $l_{pu}$  es la longitud no adherida del tendón postensado

Desde la **Figura 5.4**, usando geometría, es posible obtener la elongación del refuerzo convencional y su deformación unitaria, expresada por las ecuaciones (5.26) y (5.27):

$$\Delta_{st} = (d - c) \theta \quad (5.26)$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{\Delta_{st} - 2 \Delta_{sp}}{l_{su}} \quad (5.27)$$

Donde:

- $d$  es la profundidad desde el extremo en compresión de la sección hasta el acero en tracción.
- $l_{su}$  es la longitud sin adherencia del refuerzo.
- $\Delta_{sp}$  es la elongación en el acero debido a la penetración dentro de la viga y la columna.

El valor de  $\Delta_{sp}$  se determina incorporando los efectos debidos a la deformación elástica y plástica, según [7]:

$$\Delta_{sp} = \frac{2}{3} l_{sp} \varepsilon_{elast} + l_{sp} \varepsilon_{plast} \quad (5.28)$$

Como se sabe que la deformación unitaria del acero convencional es la suma de sus componentes elásticas e inelásticas se tiene que:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{elast} + \varepsilon_{plast} \quad (5.29)$$

Luego, expresando la deformación unitaria elástica como la razón entre el esfuerzo de tensión para el nivel de deformación respectivo y el módulo de elasticidad, ( $\varepsilon_{elast} = f_s/E_s$ ) y combinando las ecuaciones (5.28) y (5.29) se tiene:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\Delta_{sp} + \frac{2}{3} l_{sp} \frac{f_s}{E_s}}{l_{su} + 2 l_{sp}} \quad (5.30)$$

### 5.3. Respuesta Momento – Rotación

Para poder obtener la capacidad a momento de una sección híbrida es necesario seguir un proceso iterativo desde elegir una rotación arbitraria hasta poder cumplir el equilibrio de fuerzas internas en el elemento. A continuación, se describe el procedimiento por pasos:

#### Paso 1:

Definir un vector rotación que varíe desde cero hasta el drift objetivo

#### Paso 2:

Asumir la profundidad del eje neutro  $c$  y calcular las deformaciones unitaria tanto en el hormigón ( $\varepsilon_c$ ) como en el acero convencional ( $\varepsilon_{st}$ ) y postensado ( $\varepsilon_{pt}$ ).

#### Paso 3:

Al haber obtenido las deformaciones unitarias, se determinan los esfuerzos internos en el hormigón mediante el bloque de compresión y relaciones esfuerzo - deformación en el caso del acero postensado y el acero de refuerzo de los elementos.

#### Paso 4:

Comprobar el equilibrio de fuerzas resultantes en la sección mediante la ecuación (5.31). Es importante destacar que si el elemento que se está diseñando es una columna o muro se debe incluir la fuerza de compresión debido a las cargas gravitacionales.

$$F_c = \sum F_{pt,i} + \sum F_{st,i} + (N_w) \quad (5.31)$$

Donde:

- $F_{st,i}$  es la fuerza ejercida por cada nivel de refuerzo convencional a lo largo de la sección.
- $F_{st,i}$  es la fuerza ejercida por cada tendón de acero postensado.
- $N_w$  es la fuerza axial debido a la carga gravitacionales.
- $F_c$  es la fuerza ejercida por el bloque rectangular equivalente de hormigon.

**Paso 5:**

Los pasos 2 al 4 se deben repetir hasta que las fuerzas resultantes converjan para poder determinar el momento nominal de la sección. Una vez establecido el eje neutro y la rotación respectiva es posible determinar el momento en la sección mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_{st} = \sum \left[ F_{st,i} \left( d_{st,i} - \frac{\beta c}{2} \right) \right] \quad (5.32)$$

$$M_{pt} = \sum \left[ F_{pt,i} \left( d_{pt,i} - \frac{\beta c}{2} \right) \right] \quad (5.33)$$

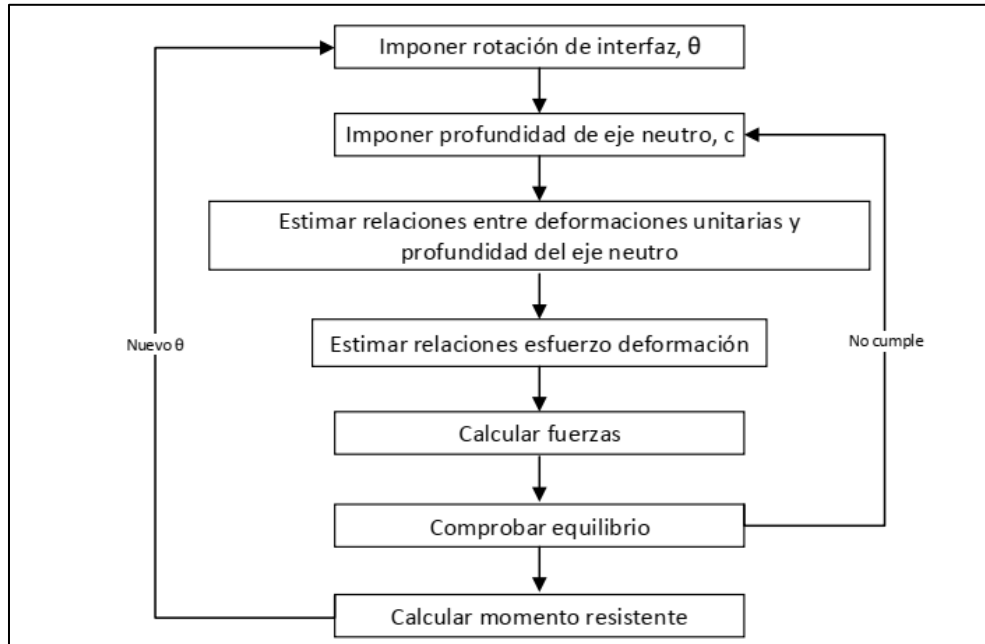
$$M_N = N_w \left( \frac{H}{2} - \frac{\beta c}{2} \right) \quad (5.34)$$

$$M_{total} = M_{st} + M_{pt} + M_N \quad (5.35)$$

Donde:

- $M_{st}$  representa el momento producto del acero de refuerzo.
- $M_{pt}$  representa el momento producto del acero postensado.
- $M_N$  representa el momento producto de la carga gravitacional.
- $d$  profundidad desde la fibra extrema a compresión hasta la ubicación del acero en la sección

Para resumir lo anterior el diagrama de flujo que representa el proceso para la obtención de la respuesta momento-rotación de los sistemas híbridos se presenta en la **Figura 5.5**.

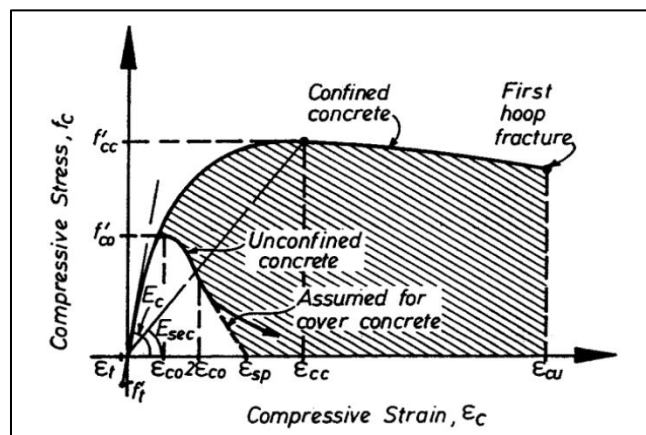


**Figura 5.5** - Procedimiento para determinar curva momento-rotación de un sistema híbrido usando la analogía de la viga monolítica.

## 5.4. Relación Esfuerzo Deformación

### 5.4.1. Hormigón

Para modelar el comportamiento esfuerzo-deformación del hormigón se adaptó el modelo propuesto por Mander [25].

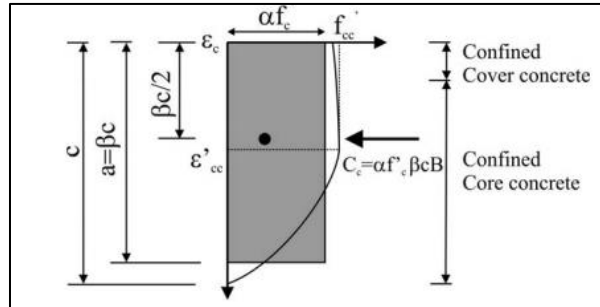


**Figura 5.6** - Modelo esfuerzo-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado [25].

En la **Figura 5.6** es posible observar que  $f'_{cc}$  y  $f'_c$  es la máxima resistencia del hormigón confinado y no confinado,  $\epsilon_{cc}$  y  $\epsilon_c$  son las respectivas deformaciones axiales,  $\epsilon_{co}$  es la deformación máxima en el peak de  $f'_c$  (asumido como  $\epsilon_{co}$  igual a 0.2%),  $E_c$  es el módulo de Young del hormigón en MPa y  $E_{sec}$

es el módulo secante del hormigon para el nivel de esfuerzos  $f'_{cc}$ . Y la deformación máxima  $\epsilon_{cu}$  permitida en el hormigon es de 2%.

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos producidos por el hormigon se emplea el bloque rectangular equivalente de esfuerzos considerando que el área bajo la curva (**Figura 5.6**) del hormigon confinado corresponde al área del bloque rectangular.



**Figura 5.7** - Bloque equivalente de esfuerzos [7].

El Manual Press [7] define el esfuerzo de compresión del hormigon como:

$$C_c = \alpha f'_c \beta c B \quad (5.36)$$

Donde:

- $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigon
- $B$  es el ancho de la sección.
- $c$  es la profundidad del eje neutro

$\alpha$  y  $\beta$  son parámetros numéricos del bloque de esfuerzos obtenidos mediante las relaciones propuestas por Popovics (1973) para el hormigon confinado y tabulados en el Manual Press [7], estos valores dependen de la resistencia a compresión del hormigon no confinado  $f'_c$ ; la razón o el grado de confinamiento asumido que tendrán el hormigón ( $f'_{cc}/f'_c$ ) y la razón de la deformación unitaria del hormigon según la profundidad del eje neutro " $c$ " asumido sobre la deformación máxima al peak de la resistencia sin confinar ( $\epsilon_c/\epsilon_{co}$ ), estos parámetros son buenos indicadores cuando la resistencia a la compresión  $f'_c$  utilizada es menor que 55 MPa [25].

#### 5.4.2. Acero Convencional

La curva esfuerzo-deformación en el acero convencional será representada por el modelo propuesto por Mander [25], el cual contempla una parte elástica, de fluencia y el endurecimiento del acero cuando se somete a tracción, definido por las siguientes ecuaciones:

$$f_{st} = E_s \epsilon_{st} \quad \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (5.37)$$

$$f_{st} = f_{sy} \quad \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad (5.38)$$

$$f_{st} = f_{su} + (f_{sy} - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{st}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su} \quad (5.39)$$

Donde p, viene dado por:

$$p = \frac{\log \left( \frac{f_{su} - f_x}{f_{su} - f_{sy}} \right)}{\log \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_x}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)} \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_{st} < \varepsilon_{su} \quad (5.40)$$

Donde  $(\varepsilon_{sy}, f_{sy})$  es el punto de fluencia,  $(\varepsilon_{sh}, f_{sh})$  es el punto donde comienza el endurecimiento por la deformación,  $(\varepsilon_{su}, f_{su})$  define el punto último de esfuerzo y  $(\varepsilon_x, f_x)$  es un punto arbitrario en la zona de endurecimiento de la curva.

### 5.4.3. Acero Postensado

Para la relación esfuerzo-deformación del acero postensado se utilizará el modelo propuesto por Tadros [26], definido por la ecuación (5.41):

$$f_{ps} = \varepsilon_{ps} \left[ A + \frac{B}{\{1 + (C \varepsilon_{ps})^D\}^{1/D}} \right] \leq f_{pu} \quad (5.41)$$

Donde:

- $f_{pu}$  es el esfuerzo último del acero postensado.
- $\varepsilon_{ps}$  la deformación unitaria del acero postensado.

Los valores A, B, C y D se encuentran tabulados y dependen del tipo de acero seleccionado para el diseño y la relación entre el esfuerzo ultimo sobre el esfuerzo de fluencia del acero postensado, estos valores se muestran en la **Tabla 5.1**:

**Tabla 5.1** - Parámetros curva esfuerzo-deformación según tipo de acero PT.

Tipo Acero	$f_{py}/f_{pu}$	A	B	C	D
tendón 270 ksi	0.9	887	27613	112.4	7.36
	0.85	756	27244	117.3	6.598
tendón 250 ksi	0.9	384	27616	119.7	6.43
	0.85	689	27311	126.7	5.305
Cable 250 ksi	0.9	435	28565	125.1	6.351
	0.85	734	28266	132.5	5.256
Cable 235 Ksi	0.9	403	28597	133.1	5.463
	0.85	682	28318	141	4.612
Barra 150 Ksi	0.85	467	28533	225.2	4.991
	0.8	629	28371	239.3	4.224

## CAPITULO VI

### 6. Diseño Uniones Híbridas: Consideraciones

A continuación, se presentan algunos supuestos en cuanto al diseño de los elementos:

- El análisis o diseño directo por desplazamientos se efectuará en dirección Y.
- La deformada del edificio se considerará como la deformada de los muros debido a la alta densidad de estos presentes en la dirección de análisis.
- La rotación de diseño escogida para la estructura completa es igual a 0.02 o 2%. Este valor es mayor que el drift producido por el desplazamiento ultimo de techo calculado previamente (1% aproximadamente).
- La condición ó razón de auto-centrado se considera igual a  $\lambda = 1.5$  por recomendación del manual PRESS [7].
- En el caso de columnas o muros es necesario una sollicitación de diseño relacionada a la carga axial por área tributaria que actúa en los elementos ( $N^*$ ), esta se obtendrá directamente del programa Etabs.
- Los elementos estructurales deben diseñarse según los principios del diseño por capacidad.
- El acero postensado está diseñado para permanecer en rango elástico, sin superar el 90% de su deformación de fluencia una vez alcanzado el drift de diseño.
- El hormigón en el borde se encuentra confinado para aumentar su capacidad de deformación.
- El acero convencional dispuesto en la conexión contribuye a la capacidad a momento de la sección además de proveer capacidad de disipación de energía al sistema.
- Se espera una falla de tipo dúctil una vez el acero convencional entra en fluencia.
- Se asume que no existen desplazamientos en la base del muro por lo tanto los muros tienen la suficiente resistencia a la fricción respecto a la fundación.

## 6.1. Resultados del Análisis DDBD

En la **Tabla 6.1** y **Tabla 6.2** se presentan los valores para obtener la masa efectiva, altura efectiva y el desplazamiento de diseño:

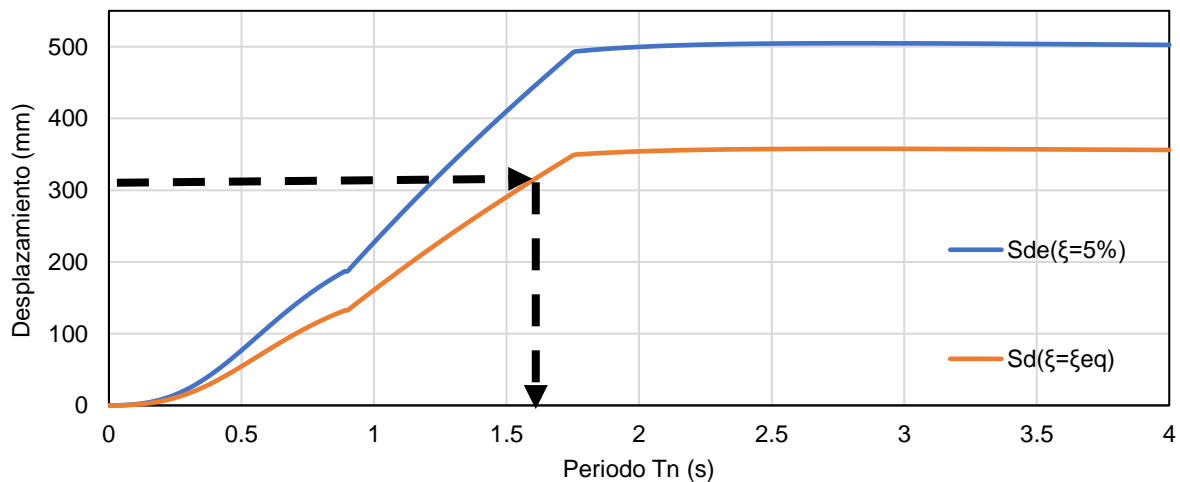
**Tabla 6.1** - Valores para la obtención de la masa efectiva y el desplazamiento de diseño.

Nivel	$H_i$ (mm)	$\Delta_i$ (mm)	$m_i$ (ton)	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
8	21600	432	793	342548	1.E+08	7.E+09
7	18900	378	927	350484	1.E+08	7.E+09
6	16200	324	927	300415	1.E+08	5.E+09
5	13500	270	927	250345	7.E+07	3.E+09
4	10800	216	927	200276	4.E+07	2.E+09
3	8100	162	927	150207	2.E+07	1.E+09
2	5400	108	927	100138	1.E+07	5.E+08
1	2700	54	927	50069	3.E+06	1.E+08
<b>TOTAL</b>			7293	2.E+06	5.E+08	3.E+10

**Tabla 6.2** - Propiedades del sistema SDOF y Parámetros para análisis por desplazamientos.

$m_e$ (T)	$H_e$ (T)	$\Delta d$ (m)	$\Delta y$ (m)	$\mu$	$\lambda$	$\xi_{eq}$ (%)	$\eta$
5780	15.1	0.302	0.054	5.6	1.5	11.9	0.71

La masa efectiva es un 79% del peso sísmico y la altura efectiva un 70% de la altura total. Obtenido el factor  $\eta$ , se reduce el espectro de desplazamiento elástico y se obtiene el nuevo espectro de desplazamientos para el nivel de amortiguamiento equivalente  $\xi_{eq}$ , como se muestra en la **Figura 6.1**, se intercepta el desplazamiento de diseño al espectro y se obtiene el periodo efectivo  $T_e$ .



**Figura 6.1** - Espectro de desplazamiento elástico y reducido.

El periodo efectivo es igual a  $T_e = 1.55$  (s). La rigidez efectiva es igual a  $K_e = 96217$  kN/m y el corte basal da un total de  $V_b = 29039$  kN. Uno de los principios fundamentales del diseño directo basado por desplazamientos menciona que las fuerzas se distribuyen proporcionalmente a través de un sistema estructural según la resistencia relativa que posea cada elemento [7], por lo tanto, es posible asumir que el corte basal se distribuirá equitativamente en los 6 muros en la dirección de análisis, los marcos perimetrales se diseñaran para el mismo porcentaje del peso sísmico, aproximadamente un 7%.

## 6.2. Configuración del Refuerzo

Para el diseño de los elementos se considerarán los elementos más solicitados en cuanto a momento y carga axial. Para el diseño a corte en vigas y columnas se debe diseñar al corte por capacidad de la misma forma como se realizó para la estructura convencional en el punto 4.2.1 y 4.2.2 respectivamente. En cuanto al corte en los muros, se seguirá el diseño al corte por capacidad de acuerdo con la Norma NZS3101:2006 [11]. Por recomendación, se utiliza un factor de reducción de la resistencia igual a  $\Phi = 0.85$  solo al momento de comparar si la demanda es menor que la capacidad.

### 6.2.1. Vigas

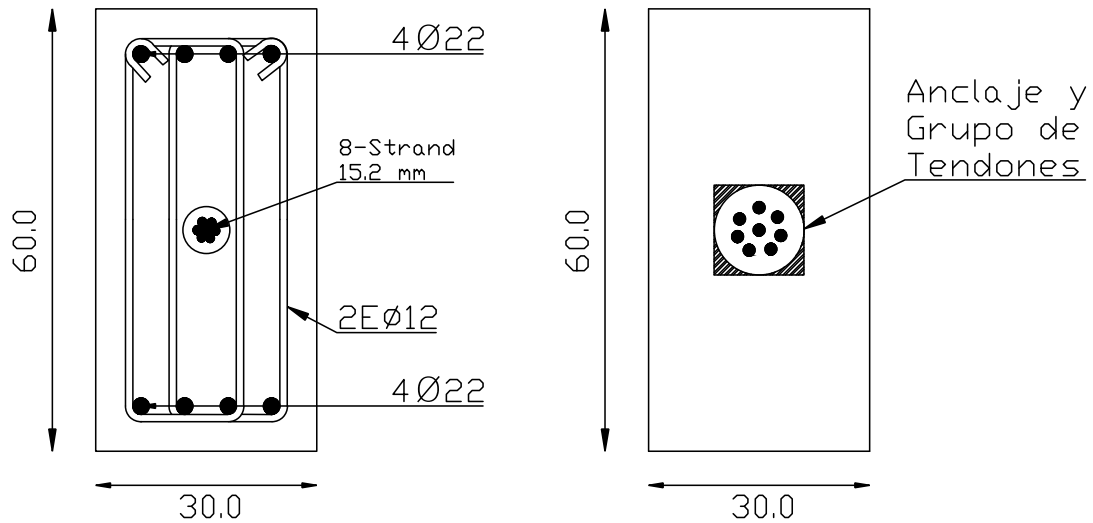
Los materiales utilizados para el diseño son la resistencia del hormigón  $f'_c = 25$  MPa y para el acero convencional A63-42H, mismos mencionados en el punto 4.1.2, además se utilizarán tendones no adherentes calidad A250 para el acero postensado en conjunto a relaciones esfuerzo – deformación del punto 5.4. por simplicidad, el refuerzo será el mismo en todos los niveles.

Las solicitaciones de diseño se presentan en la tabla

**Tabla 6.3** - Solicitaciones de diseño vigas y columnas.

<b>Vigas</b>	
$M^*$ (kN-m)	620
$V^*$ (kN)	231
<b>Columnas</b>	
$M^*$ (kN-m)	830
$N^*$ col (kN)	2608

Por simplicidad el refuerzo es idéntico en todos los pisos. Para simplificar el diseño y el posterior análisis no- lineal, en el marco solo las vigas serán postensadas, las columnas tendrán la misma configuración del refuerzo que la estructura monolítica, además cumple con las solicitaciones del diseño por desplazamientos adecuadamente. En la **Figura 6.2** se muestra el detalle de las vigas con su respectiva configuración de refuerzo:



**Figura 6.2** - Detalles de vigas postensadas.

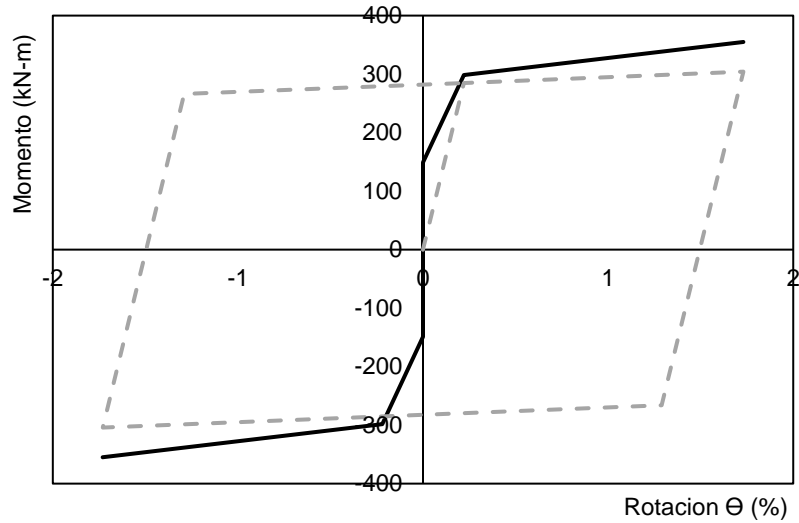
Para verificar el diseño de las vigas es necesario obtener la condición de auto-centrado según el diseño, comparar la demanda con respecto a su capacidad y verificar que la deformación en el acero postensado no supere el 90% de su deformación de fluencia ni la deformación máxima en el hormigón (ver **Tabla 6.4**).

**Tabla 6.4** - Verificación de diseño vigas.

$\Phi M_n / M^*$	91%
$\epsilon_{pt} / 0.9\epsilon_{pty}$	6%
$\epsilon_c / \epsilon_{cu}$	52%
$\lambda$	1.34

El valor de  $\lambda$  se encuentra dentro del rango permisible por la norma NZS siendo mayor al mínimo (1.15). Los valores de deformaciones se encuentran dentro de sus límites, pero la razón entre la capacidad y la demanda no supera el 100%.

En la **Figura 6.3** es posible observar la componente del acero postensado representado por medio de una curva tri-lineal elástica, mientras que el acero convencional adopta una curva bilineal elastoplástica. Al superponer estos dos efectos se obtiene la curva tipo bandera.



**Figura 6.3** - Respuesta momento- rotación de la viga.

La **Tabla 6.5** resume algunos puntos característicos de la respuesta momento-rotación. El primer punto puede asociarse al punto de descompresión del elemento definido como el punto cuando el esfuerzo en la fibra en un extremo de la sección es igual a cero, que ocurre justo un instante antes de que la unión comienza a abrirse. El punto que define la rotación de fluencia, según el manual Press [7], se puede estimar como la rotación que genera una deformación en el acero convencional ( $\epsilon_s$ ) igual a la deformación de fluencia ( $\epsilon_y$ ).

**Tabla 6.5** - Contribución a la capacidad de momento de elementos en vigas.

Rotación, $\Theta$ [%]	Momento del Refuerzo Convencional, $M_s$ [kN-m]	Momento del Acero Postensado, $M_{pt}$ [kN-m]	Momento Nominal, $M_n$ [kN-m]
0.00	0	149	149
0.22	285	298	583
1.73	304	354	658

### 6.2.2. Muros

En el caso de los muros se utilizó barras para el acero postensada calidad A150 según 5.4.3. Las solicitaciones para el diseño de muros se presentan en la **Tabla 6.6**:

**Tabla 6.6** - Solicitaciones para el diseño de muros.

<b>Muros</b>	
$M_w^*$ (kN-m)	54777
$V_w^*$ (kN)	3630
$N_{wall}^*$ (kN)	6300

En la **Tabla 6.7**, se muestran los puntos representativos de la respuesta momento-rotación de los muros con la contribución del acero convencional y del postensado.

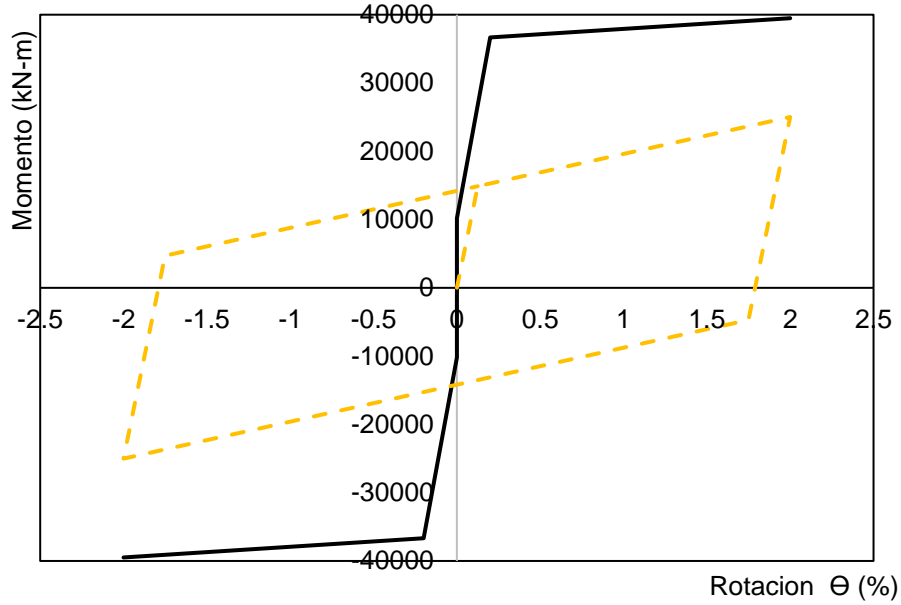
**Tabla 6.7** - Contribución a la capacidad de momento de elementos en muros.

<b>Rotación, <math>\Theta</math> [%]</b>	<b>Momento del Refuerzo Convencional, <math>M_s</math> [kN-m]</b>	<b>Momento del Acero Postensado + Momento Carga Axial, <math>M_{pt} + M_{N^*}</math> [kN-m]</b>	<b>Momento Nominal, <math>M_n</math> [kN-m]</b>
<b>0.00</b>	0	10175	10175
<b>0.125</b>	14865	36671	51536
<b>2</b>	25015	39486	64500

**Tabla 6.8** - Verificación diseño muros.

$\Phi M_n / M^*$	100%
$\epsilon_c / \epsilon_{cu}$	99%
$\epsilon_{pt} / 0.9\epsilon_{pty}$	46%
$\lambda$	1.58

La **Tabla 6.8** mencionada anteriormente, resume la verificación del diseño de los muros y la **Figura 6.4** presenta la curva momento-rotación de los muros con la contribución de lacero convencional y del postensado.



**Figura 6.4** - Respuesta momento-rotación de muros.

Se realizó un diseño al corte por capacidad siguiendo las indicaciones de la norma NZS2006 [11], considerando las fuerzas de diseño obtenidas proveniente del análisis sísmico además de los factores de incremento de 1) mayoración o sobre resistencia  $\Phi_o$  y 2) un factor de amplificación dinámica debido al efecto de los modos superiores  $\omega_v$ , las fuerzas de corte de diseño por capacidad vienen definida por la ecuación:

$$V_o^* = \omega_v \phi_o V_w \quad (6.1)$$

Donde:

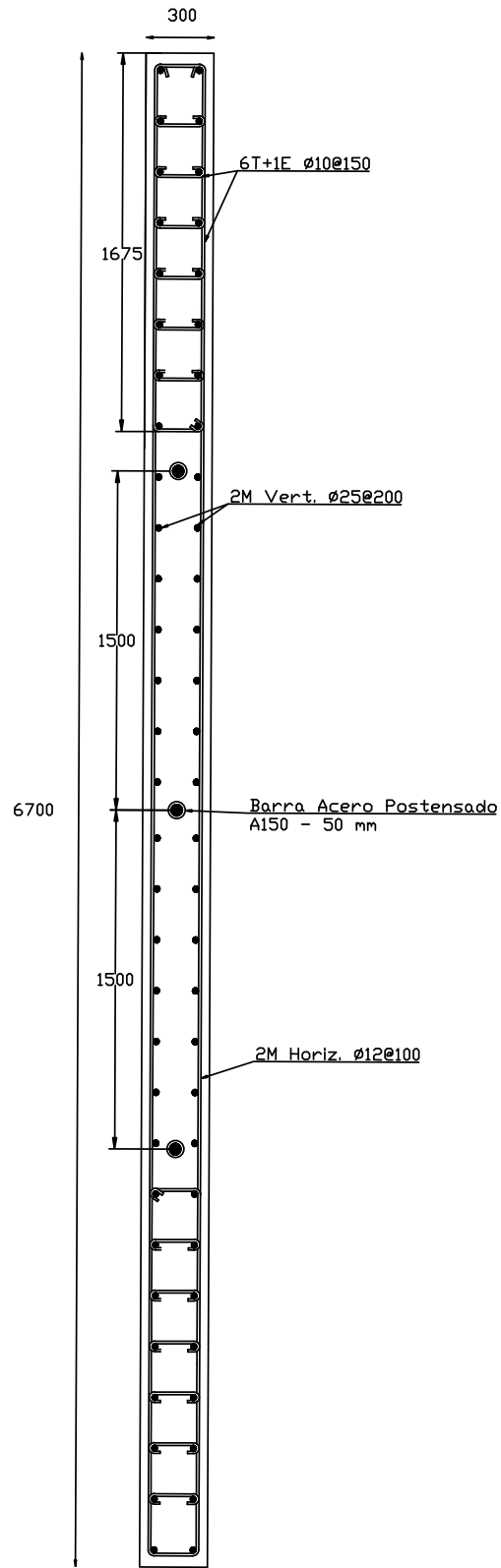
- $\Phi_o$  viene definido por la razón entre la demanda de momento y la capacidad del momento del sistema.

$$\phi_o = \frac{M_w^*}{M_n} \quad (6.2)$$

- El factor de amplificación dinámica viene definido por la ecuación (6.3), donde n representa el número de pisos:

$$\begin{aligned} \omega_v &= 0.9 + \frac{n}{10} && \text{para } n \leq 6 \\ \omega_v &= 1.3 + \frac{n}{30} \leq 1.8 && \text{para } n \geq 6 \end{aligned} \quad (6.3)$$

Finalmente, la **Figura 6.5** presenta el detalle de los muros:



**Figura 6.5 - Detalle muro híbrido.**

# CAPITULO VII

## 7. Modelación Análisis No-Lineal

En este capítulo se presentan los modelos para el análisis inelástico, describiendo las reglas de histéresis utilizadas en vigas, columnas y muros, además de consideraciones sobre el tipo de elementos que se utilizó. Estos modelos se construyeron en el programa de análisis inelástico Ruaumoko 2D [27] utilizando elementos de inelasticidad concentrada adicionando reglas de histéresis representativas del comportamiento de cada componente del sistema estructural. Como se mencionó en el punto 2.3 los modelos de plasticidad concentrada muestran resultados muy similares a los modelos más sofisticados [4].

Para evaluar el comportamiento de las estructuras se llevaron a cabo análisis dinámicos no lineales con registros sísmicos determinados. Estos análisis permiten determinar la respuesta en el tiempo de distintas variables de interés como desplazamiento de techo, desplazamiento entrepiso, corte basal, aceleraciones de piso, etc.

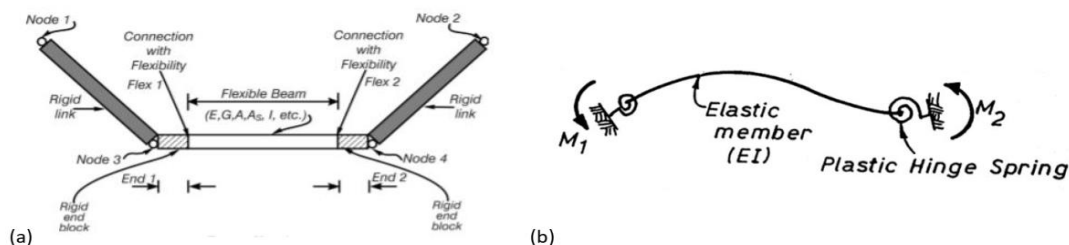
Además, para analizar la respuesta global de la estructura y sus elementos, se realiza un análisis estático no-lineal incremental o "pushover", donde se somete a la estructura a una carga incremental con una distribución triangular invertida con el cual se estima el desplazamiento global de fluencia del edificio. También se realizará un análisis cuasi-estático tipo "push-pull" donde se aplica la misma carga que en el análisis pushover pero en una forma cíclica.

### 7.1. Modelo de Análisis

El edificio en estudio fue analizado en el sentido Y de la planta según indica la **Figura 3.1**, utilizando un modelo bidimensional. Usando la simetría el modelo consideró solos los ejes estructurales 1 a 4 y solo la mitad de la masa total. A nivel de piso se impuso el mismo desplazamiento horizontal simulando el efecto de diafragma rígido y suprimiendo a la deformación axial en vigas.

### 7.2. Modelación Estructura Convencional

Todos los elementos estructurales convencionales (vigas, columnas y muros) se modelaron con elementos de plasticidad concentrada tipo "Giberson One component Beam" pertenecientes a la categoría de miembros tipo "Frame" [27]. Este elemento consta de un segmento interior con propiedades lineales elásticas, unido en sus extremos a resortes rotacionales potencialmente inelásticos, como se muestra en la **Figura 7.1**.



**Figura 7.1** - (a) Miembro Tipo "Frame"; (b) Elemento de plasticidad concentrada tipo "Giberson Beam".

### 7.2.1. Vigas y Muros

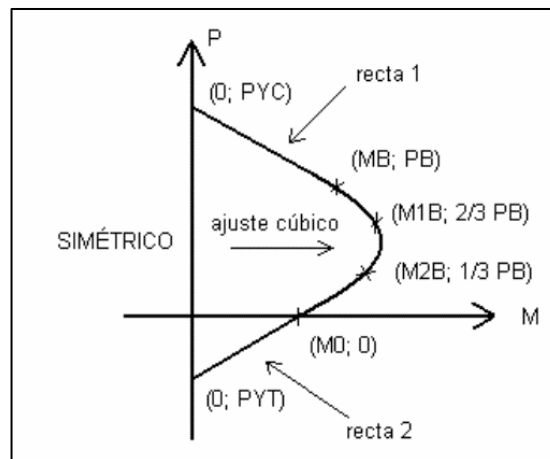
Los momentos de fluencia ( $M_y$ ) de las vigas se indica en la **Tabla 7.1**. Estos valores se obtuvieron del diagrama momento-curvatura y son casi idénticos a los momentos nominales.

**Tabla 7.1** - Momentos de fluencia.

<b>VIGAS</b>	
$M_{y+}$ [Tm]	$M_{y-}$ [Tm]
27.8	51.3
<b>MURO</b>	
$M_{y+}$ [Tm]	$M_{y-}$ [Tm]
5247	5247

### 7.2.2. Columnas

Ruaumoko permite especificar una superficie de fluencia, definida para el caso general en 3D como la superficie que impone el límite de fluencia para una combinación de momentos y carga axial determinada. Como una aproximación se utiliza los diagramas nominales de interacción. En la **Figura 7.2** se presenta un esquema de la superficie de fluencia tipo "concrete beam-column" [27], este tipo de superficie es simetría con respecto al eje de las cargas axiales y queda determinada por 7 parámetros.



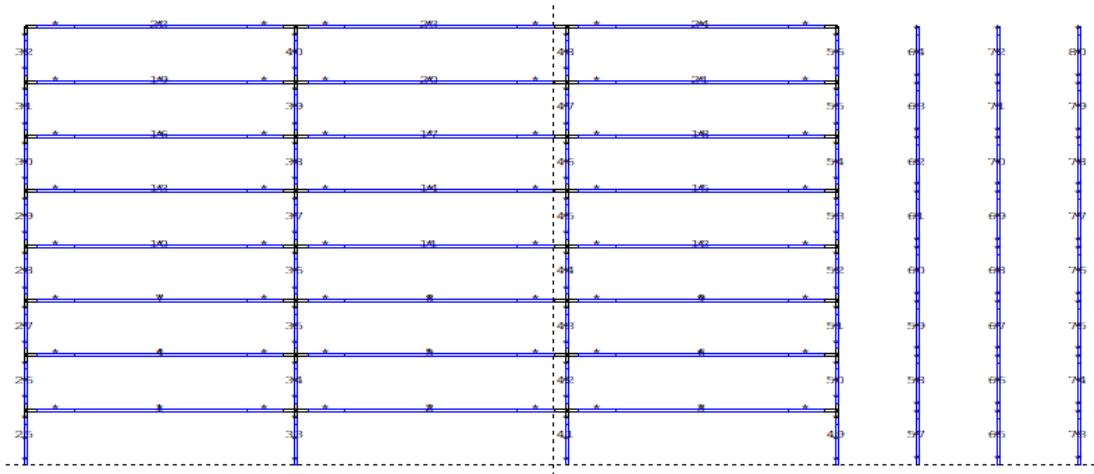
**Figura 7.2** - Esquema ajuste interacción momento carga axial tipo "concrete beam-column"

En la **Figura 7.2**, PYC es la carga axial máxima en compresión, PB es la carga axial asociada al momento MB, MB es el momento asociado a la carga axial PB, M1B es el momento asociado a la carga axial  $2 \cdot PB/3$ , M2B es el momento asociado a la carga axial  $PB/3$ , M0 es el momento asociado a carga axial 0 y PYT es la carga axial máxima en tracción.

### 7.2.3. Conectividad entre Elementos

La conexión entre vigas y columnas se modeló con cachos rígidos de manera de imponer un comportamiento rígido en los nudos. En columnas se usó un largo igual a la mitad de la altura de las

vigas, y en vigas la mitad del ancho bruto de la columna. En la **Figura 7.3** se muestra la representación gráfica del modelo de análisis que construye el programa.



**Figura 7.3** - Modelo Ruamoko 2D.

#### 7.2.4. Deformación por Corte

La deformación por corte se supuso lineal-elástica para todos los elementos. Para vigas y columnas se consideró un factor de forma  $K = 1.2$  (valor para secciones rectangulares) es decir  $A_s = A_g/K$ , donde  $A_s$  es el área efectiva de corte y  $A_g$  es el área bruta de la sección. Para los muros, se usó el área total de la sección.

#### 7.2.5. Longitud de Rotula Plástica

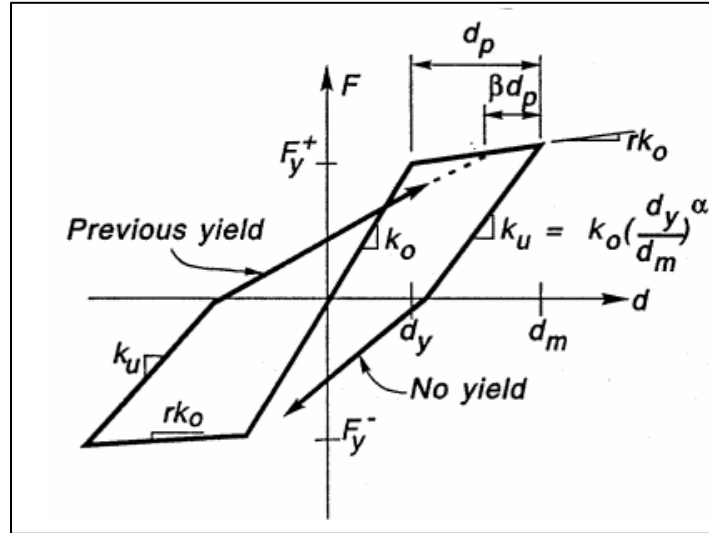
La longitud de las rotulas plástica en muros se consideró igual a la mitad de la longitud de la sección [28], y para vigas y columnas en este trabajo se adoptó una longitud de rotula plástica igual a  $0.5h$  para columnas y vigas, donde  $h$  es la altura de la sección transversal.

#### 7.2.6. Cargas Estáticas Iniciales

Con el objeto de representar las condiciones iniciales de la estructura, se incorporó el efecto de las cargas provenientes del peso propio de la estructura y la sobrecarga de uso como cargas verticales aplicadas directamente en los nodos, y como momentos estáticos en las vigas [27].

#### 7.2.7. Regla de Histéresis

Se utilizó el modelo de Takeda [27], típicamente utilizado para modelar el comportamiento histerético de elementos de hormigón armado en vigas y columnas.



**Figura 7.4** - Regla de Histéresis, Takeda [27].

En la **Figura 7.4**, se presenta un esquema del modelo, donde:

- $F$  = fuerza o momento en el elemento,
- $d$  = deformación o curvatura en el elemento
- $k_0$  = rigidez elástica inicial ( $EI$ ),
- $F_y$  = fuerza o momento de fluencia,
- $r$  = "Factor bilineal" asociado a la rigidez post-fluencia ( $r \cdot k_0$ )
- $\alpha$  = parámetro de descarga post-fluencia,
- $\beta$  = parámetro de recarga post-fluencia,
- $d_p$  = deformación o curvatura plástica,
- $k_u$  = rigidez de descarga por fluencia,
- $d_m$  = deformación o curvatura al instante de la descarga ( $d_m > d_y$ )

El parámetro  $\alpha$ , controla el nivel de degradación de la rigidez en la descarga. El parámetro  $\beta$ , en cambio controla el nivel de degradación en la recarga luego de una incursión inelástica. El rango disponible en Ruamoko para estos parámetros de 0 a 0.5 y 0 a 0.6, respectivamente. Un valor mayor de  $\alpha$ , implica mayor degradación en la descarga y un menor de  $\beta$  implica mayor degradación en la recarga. En este trabajo se adoptaron los valores  $\alpha = 0$  y  $\beta = 0.6$  utilizados para representar un comportamiento de menor degradación en los elementos de hormigón armado [29].

Los momentos de fluencia en los elementos se obtuvieron con concepto de curvatura nominal de fluencia propuesto por Paulay [30] descrita por la ecuación (7.1) y (7.2):

$$\phi_y = \phi'_y \frac{M_n}{M'_y} \quad (7.1)$$

$$\phi_y = \eta \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (7.2)$$

Donde:

- $\Phi_y$  = curvatura nominal de fluencia,
- $\Phi'_y$  = curvatura de primera fluencia,
- $M_n$  = Momento nominal,
- $M'_y$  = Momento de primera fluencia,
- $l_w$  = largo del muro (ó altura de vigas y columnas)

Se define el estado de primera fluencia (curvatura y momento) como aquel en el cual se alcanza la fluencia en alguna barra de refuerzo. El momento nominal se define como el momento para el cual se alcanza una deformación del 3‰ en la fibra de hormigón más comprimida o el del 3% en la barra de acero más traccionada. En el caso de columnas y muros se obtuvieron los diagramas momento-curvatura de acuerdo con la carga axial más demandante proveniente de las cargas permanentes más la sobrecarga de uso en su totalidad.

**Tabla 7.2** - Estimación de la curvatura de fluencia.

Elemento	$\Phi'_y$ [1/m]	$M'_y$ [Tm]	$M_n$ [Tm]	$\Phi_u$ [1/m]	$\eta$	$\Phi_y$ [1/m]
<b>Columna</b>	0.0055	117.4	134.6	0.0134	2.21	0.0063
<b>Muro</b>	0.0005	4815	5776	0.00158	2.01	0.0006
<b>Viga (M*)</b>	0.0048	27.1	35.2	0.0462	1.88	0.0063
<b>Viga (M)</b>	0.0059	50.5	54.5	0.0254	1.91	0.0064

Con lo anterior es posible obtener los parámetros para representar la curva de histéresis en los elementos:

**Tabla 7.3** - Ajuste Takeda, análisis seccional.

Elemento	$\alpha$	$\beta$	$k_0$ [T/m <sup>2</sup> ]	$r$ [%]
<b>Columna</b>	0	0.6	21281	8.3
<b>Muro</b>	0	0.6	9646317	5.6
<b>Viga</b>	0	0.6	7080	2.0

## 7.3. Modelación Estructura Híbrida

### 7.3.1. Vigas y Muros

Un modelo de plasticidad concentrada puede ser eficientemente adoptado para conexiones híbridas donde la demanda de inelasticidad se concentra en una sección crítica. Resortes rotacionales (**Figura 7.5**) en paralelo con reglas de histéresis apropiadas pueden ser asignadas para representar la acción inelástica en la interfase viga – columna ó muro fundación, mientras que elementos elásticos son utilizados para representar los miembros estructurales [16].

Para representar el comportamiento de las uniones híbridas se incorporaron elementos “spring” resorte rotacional [27] de largo despreciable implementado con una relación momento – rotación entre el nodo que define la base y el nivel basal fijo del modelo y en nodos donde se conecte una viga con una columna.

En este trabajo, en vigas y muros para describir el comportamiento tanto del acero postensado como el acero convencional se modeló con una regla de histéresis tipo “Flag-Shape” recomendada experimentalmente en investigaciones [2] [6] [7] [16] [31].

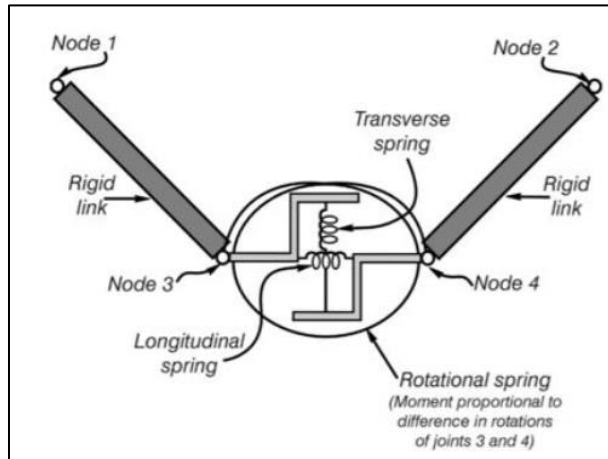


Figura 7.5 - Elemento tipo Spring o resorte.

### 7.3.2. Regla de Histéresis

En la **Figura 7.6**, se presenta un esquema del modelo de histéresis utilizado para las vigas incluido en Ruamoko. De igual manera  $K_0$  es la rigidez elástica inicial del elemento híbrido,  $r$  es el factor de rigidez post – fluencia y  $\beta$  el factor que determina el primer cambio de rigidez en la descarga (i.e altura de la “bandera”), como fracción de la fuerza o momento de fluencia.

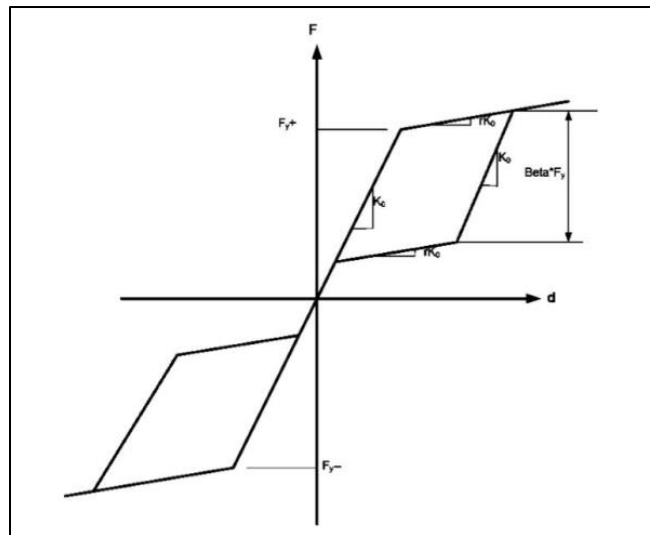


Figura 7.6 - Regla de histéresis "Flag-Shape Bi-Linear"

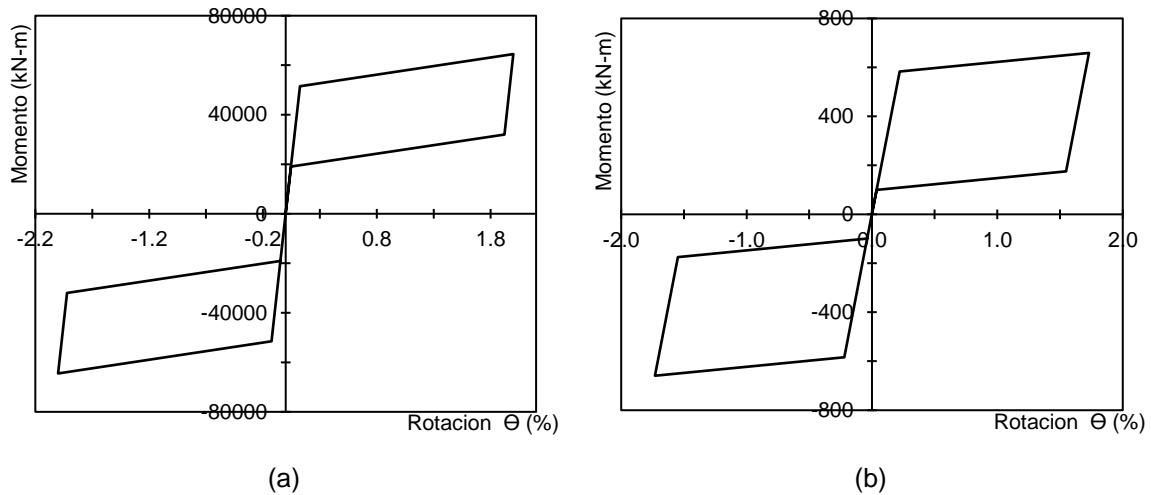
La rigidez post-fluencia puede variar entre 2% – 35% según Christopoulos [32], aunque es posible encontrar valores menores en elementos de hormigon armado [33]. Los valores de beta varían según la cantidad de energía disipada, este parámetro debe tomar valores entre cero y uno. Si beta es igual

a 1 se obtiene un comportamiento bilineal elástico, mientras que, si beta es igual a 0, el ciclo de descarga retorna al origen. En este caso el coeficiente de energía disipada  $\beta$  tomará valores según el factor de auto-centrado  $\lambda$  calculado a partir del diseño de los elementos [34]. En la **Figura 7.7(a)** y **(b)** se muestran las curvas momento – rotación tipo bandera de los elementos diseñados, estas curvas fueron construidas siguiendo lo recomendado [7, 32, 35, 36].

El factor de rigidez post-fluencia  $r$  se determinó de las curvas analíticas obtenidas con anterioridad al igual que la rigidez rotacional  $k_0$ . Estos valores se encuentran en la **Tabla 7.4**.

**Tabla 7.4** - Ajuste Flag – Shape, Análisis seccional.

Elemento	$\beta$	$k_0$ [Tm/rad]	$M_{y\pm}$ [Tm]	$r$ [%]
<b>Vigas</b>	0.86	20103	59.4	2.5
<b>Muros</b>	0.63	3372942	5253	2.1



**Figura 7.7** - Reglas de histéresis tipo “bandera” (a) Muros; (b) Vigas.

## CAPITULO VIII

### 8. Análisis Cuasi-Estáticos y Análisis Dinámico No-Lineal

#### 8.1. Análisis Incremental (Pushover)

El análisis incremental es un análisis cuasi-estático inelástico. Puede ser visto como un método para predecir solicitaciones sísmicas y demandas de deformaciones, que estima en forma aproximada la redistribución de fuerzas internas que ocurren cuando una estructura es sometida a desplazamientos que la hacen responder en el rango inelástico. El método permite evaluar la capacidad de desplazamiento y resistencia de una estructura asociada a distintos estados límites alcanzados en los elementos críticos del sistema [37].

Algunas de las ventajas de este tipo de análisis son, por ejemplo, que entrega detalles sobre parámetros estructurales que controlan el desempeño durante eventos sísmicos para estructuras que responden esencialmente en el primer modo, provee buenas estimaciones de demandas inelásticas globales y locales y expone debilidades del diseño que no se detectan con un análisis estático elástico. Sin embargo, la estimación en la deformación puede ser muy imprecisa en estructuras en las cuales los efectos de los modos superiores de vibrar son significativos y en estructuras en las cuales la relación corte basal – desplazamiento de techo es sensible al patrón de cargas [37].

Una forma de representar el desplazamiento de techo de la estructura es por medio de la distorsión (o drift) global, definido como la razón entre el desplazamiento lateral a nivel de techo y la altura total del edificio.

$$DR = \frac{D_{techo}}{H_{total}} \quad (8.1)$$

##### 8.1.1. Estructura Convencional

En la **Figura 8.1** se muestran los resultados del análisis incremental, donde P es el peso de la parte modelada del edificio y Q es el corte basal.

Es importante recordar que cuando se impone una distribución de las fuerzas se impone al mismo tiempo un vector de desplazamiento. En este análisis solo se considera las solicitaciones que impone la deformada típica del primer modo, sin tener en cuenta las que imponen modos superiores.

Los resultados indican que el desplazamiento de fluencia de la estructura se puede considerar igual a 76 mm aproximadamente, equivalente a  $DR_y = 0.35\%$ . Además, se puede observar una distribución de esfuerzos en el marco cuando los muros fluyen, finalmente los muros resisten gran parte del corte basal de la estructura.

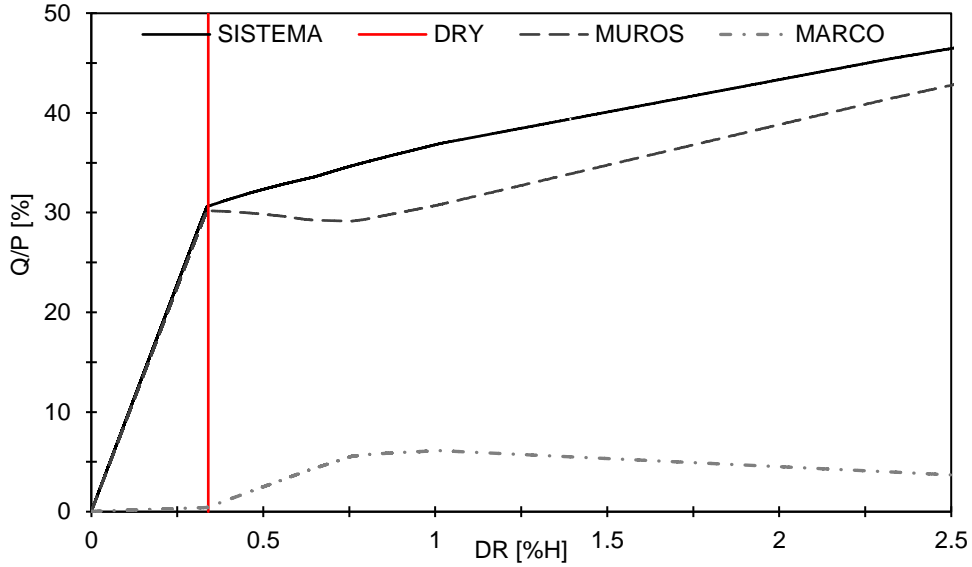


Figura 8.1 - Análisis incremental "pushover", estructura tradicional.

### 8.1.2. Estructura Híbrida

En el caso de la estructura con uniones híbridas ocurre un comportamiento similar a la estructura convencional. Los resultados indican que el desplazamiento de fluencia de la estructura se puede considerar igual a 76 mm aproximadamente, equivalente a  $DR_y = 0.35\%$ . Además, se puede observar una redistribución de esfuerzos en el marco cuando los muros fluyen, finalmente los muros resisten una gran parte del corte basal de la estructura.

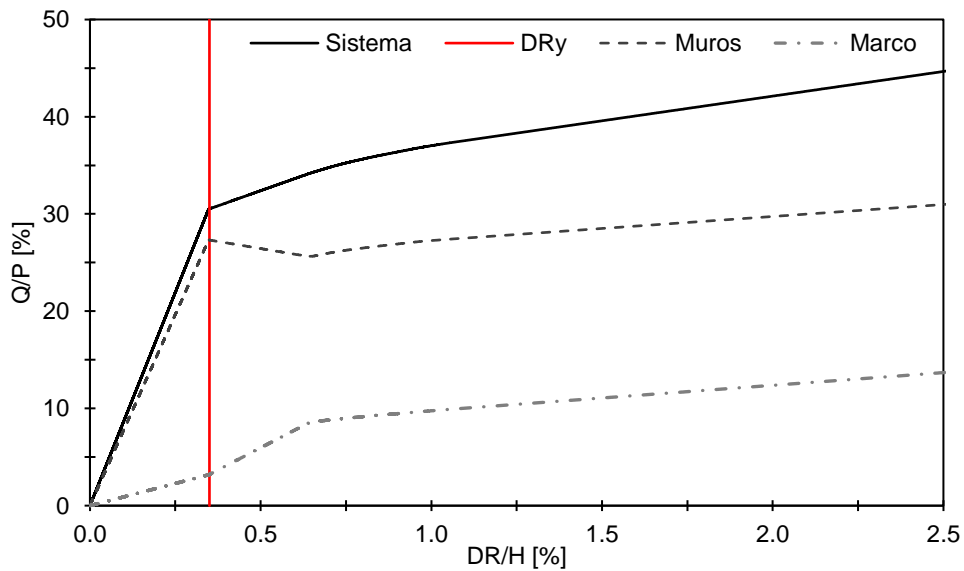
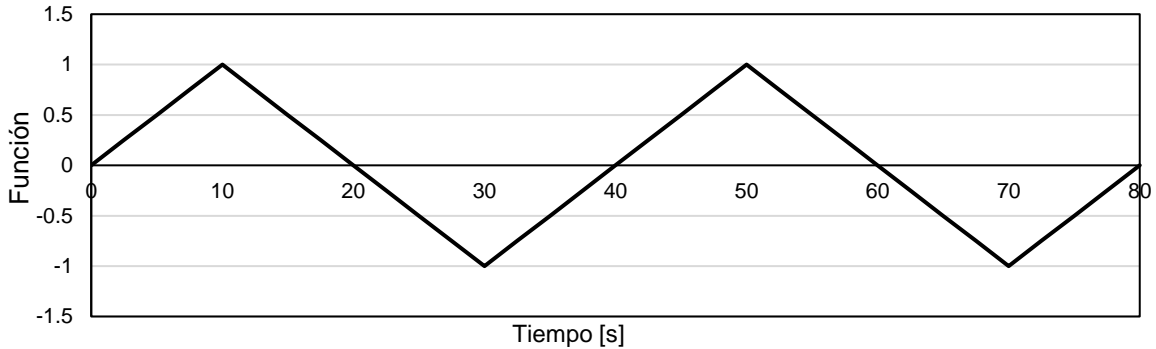


Figura 8.2 - Análisis incremental "pushover", estructura híbrida.

## 8.2. Análisis Incremental Cíclico (Push-Pull)

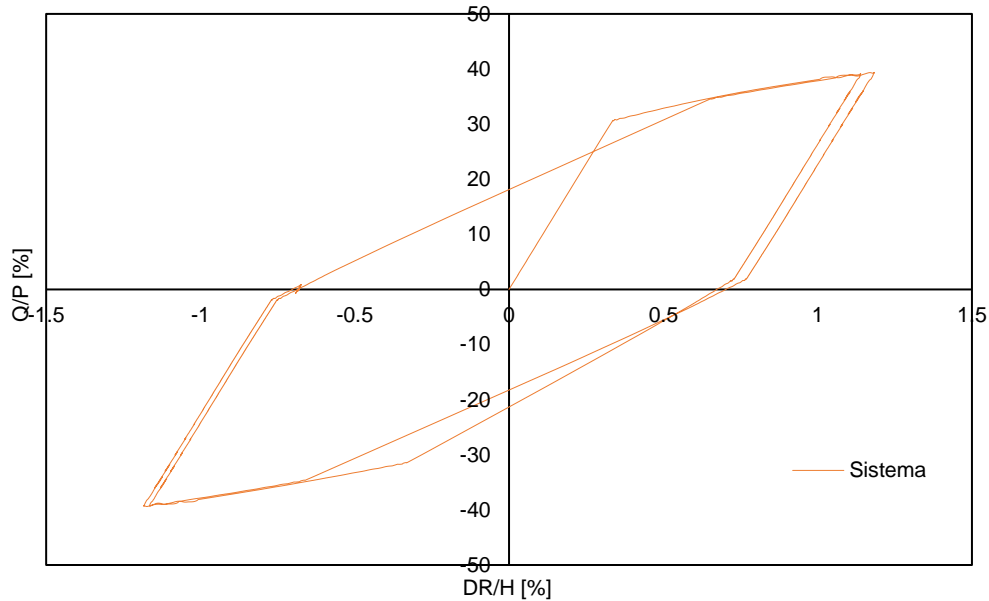
En este tipo de análisis, se utiliza una función cíclica para definir la sollicitación externa impuesta sobre el modelo. En este caso se aplica una carga triangular invertida, cuya magnitud se incremente en forma cíclica sobre la estructura. Para esto se definió un patrón de cargas como el que se muestra en la **Figura 8.3**, que multiplica el vector de fuerzas laterales.



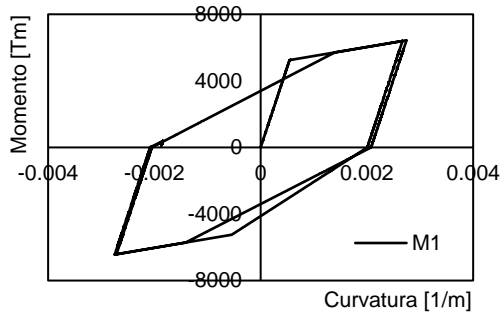
**Figura 8.3** - Función de multiplicación del vector de fuerzas en el tiempo

### 8.2.1. Estructura Convencional

En la **Figura 8.4** se presenta un gráfico con el corte basal total resistido por el edificio en función de la distorsión global DR del edificio.

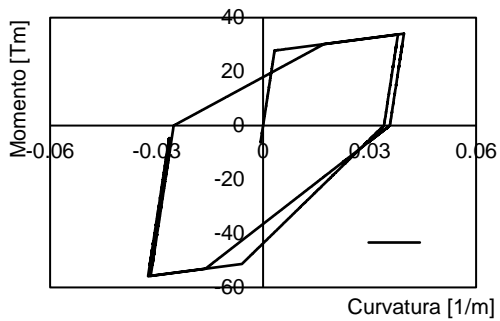
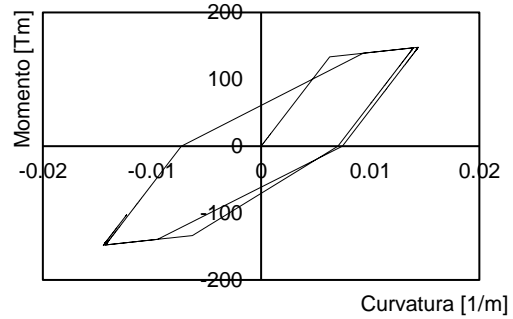


**Figura 8.4** - Corte Basal y Distorsión Global - análisis cíclico cuasi-estático



**Figura 8.5** - Momento- Curvatura base muro.

**Figura 8.6** - Momento - Curvatura base columna.

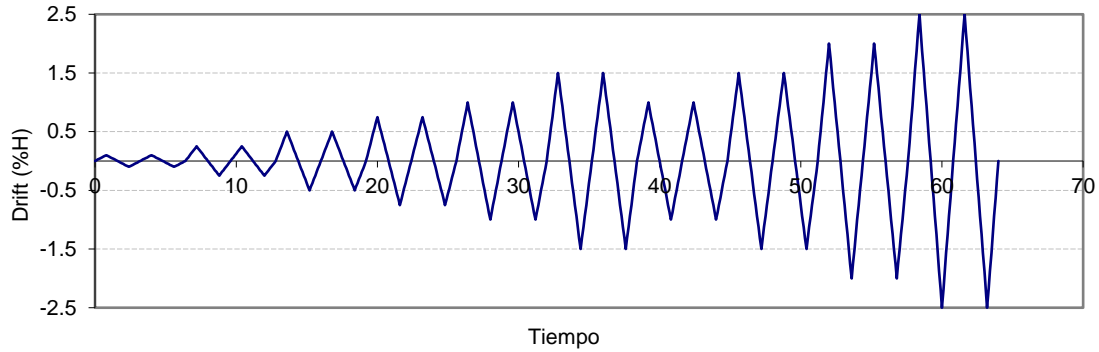


**Figura 8.7** - Momento Curvatura viga.

En la **Figura 8.5**, **Figura 8.6** y **Figura 8.7** se presentan las curvas momento – curvatura en la base de un muro, en la base de una columna y en uno de los extremos de una viga cualquiera, respectivamente. Estos resultados permiten verificar el comportamiento de la regla de histéresis, que en este caso resulta ser correcta.

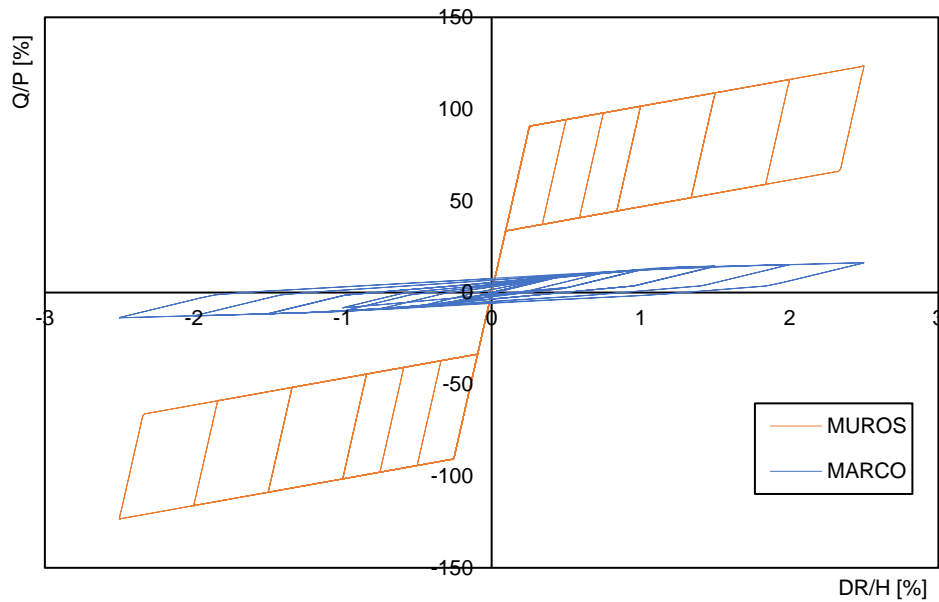
### 8.2.2. Estructura Híbrida

En el caso de la estructura híbrida se llevó a cabo un análisis “pushpull” con desplazamientos controlados. En este caso, se usa la historia de desplazamientos que se muestra en la **Figura 8.8**.

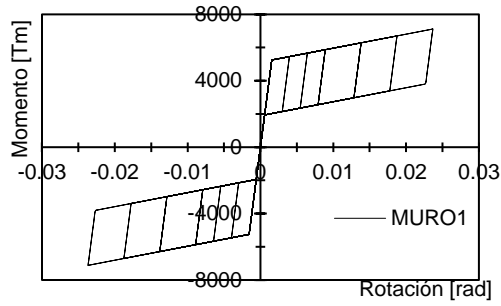


**Figura 8.8** - Distorsión Global Impuesta en el tiempo, Pushpull.

En la **Figura 8.9** se presenta el resultado del corte basal de ambos sistemas sismorresistentes en función de la distorsión global. Las **Figura 8.10** a **Figura 8.12** muestran las curvas Momento - Rotación en la base de un muro, en la unión de una viga cualquiera y la curva Momento - Curvatura en la base de una columna. En los gráficos es posible apreciar el comportamiento del auto-centrado en vigas y muros para cada ciclo de histéresis.

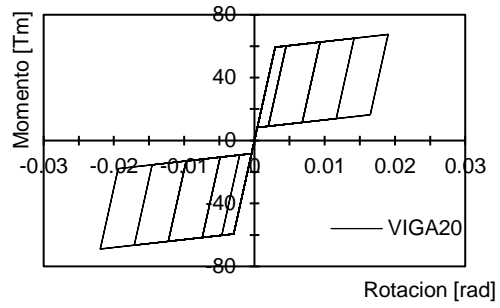


**Figura 8.9** - Corte y distorsión Global - Análisis cíclico por desplazamientos.

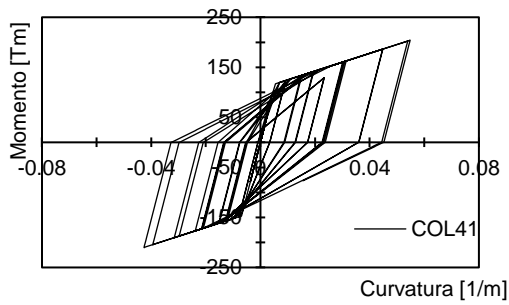


**Figura 8.10** - Momento - Rotación base muro.

**Figura 8.11** - Momento - Rotación viga.



**Figura 8.12** - Momento - Curvatura base columna.

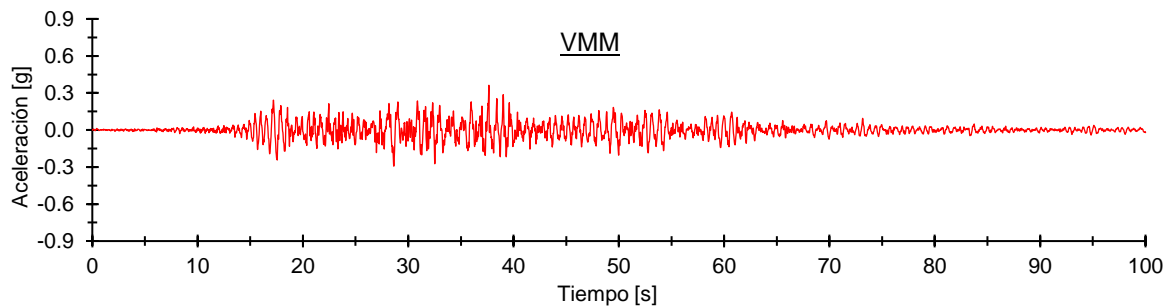


### 8.3. Análisis Dinámico No-Lineal

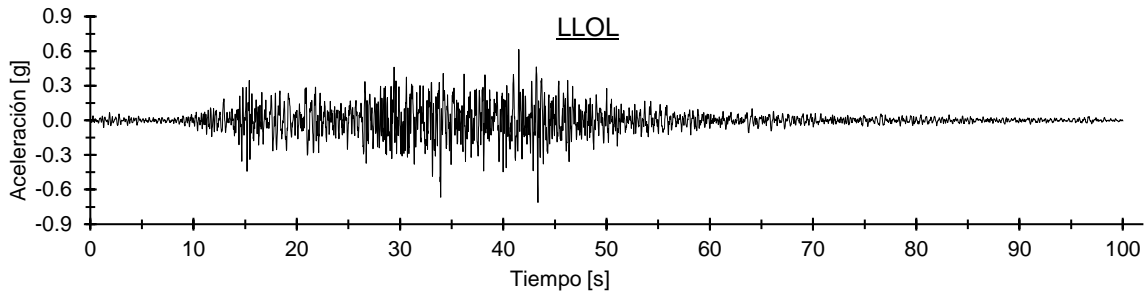
En los análisis dinámicos se utilizaron cuatro registros sísmicos: (1) Viña del Mar, obtenido durante el terremoto de Valparaíso en 1985 (2) Concepción, obtenido durante el terremoto de Maule en 2010; (3) Christchurch Hospital, originado por el terremoto de Canterbury en Nueva Zelanda en 2011; y por último (4) el registro de Sylmar, registrado durante el terremoto de Northridge, California en 1994. En la tabla **Tabla 8.1**, se presentan las principales características de los registros y desde la **Figura 8.13** a la **Figura 8.17** se grafican las historias de aceleraciones.

**Tabla 8.1** - Información de los registros utilizados en el ANLD.

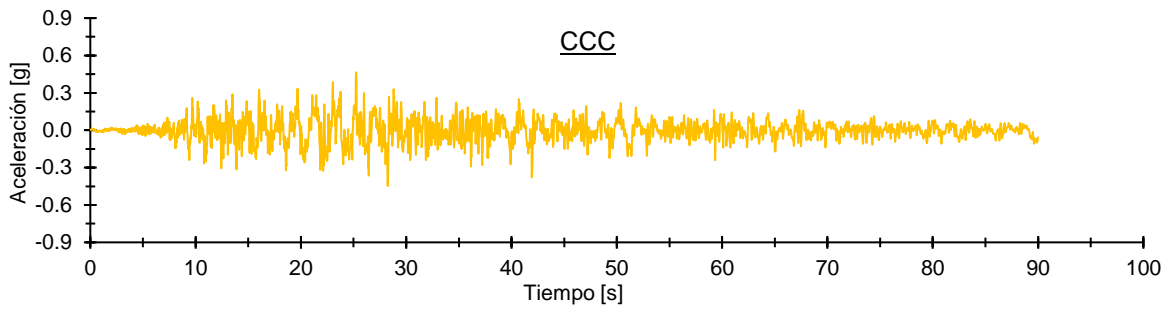
Fecha Terremoto	Estación	Magnitud Richter	PGA [g]	Distancia epicentral [km]	Profundidad [km]	Duración Significativa [s]
03-03-1985	Viña del Mar /Marga Marga (VMM85)	7.8	0.36	45	33	45
03-03-1985	LLo-Ileo (LLOL)	7.8	0.71	84	33	35.8
27-02-2010	Concepción Centro (CCC)	8.8	0.40	61	30.1	57.2
22-02-2011	Christchurch Hospital (CHHC)	6.3	0.71	8	5	9
17-01-1994	County Hospital Parking (SYL)	6.8	0.84	15	18.5	5.3



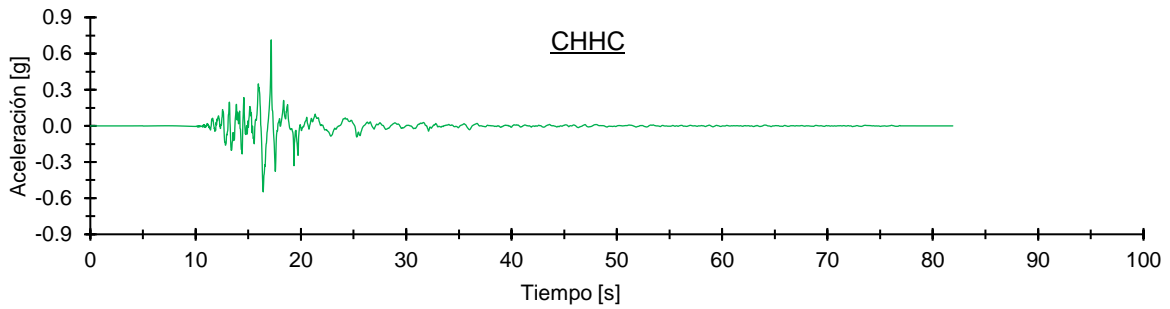
**Figura 8.13** - Registro de aceleración, Valparaíso 1985, Chile.



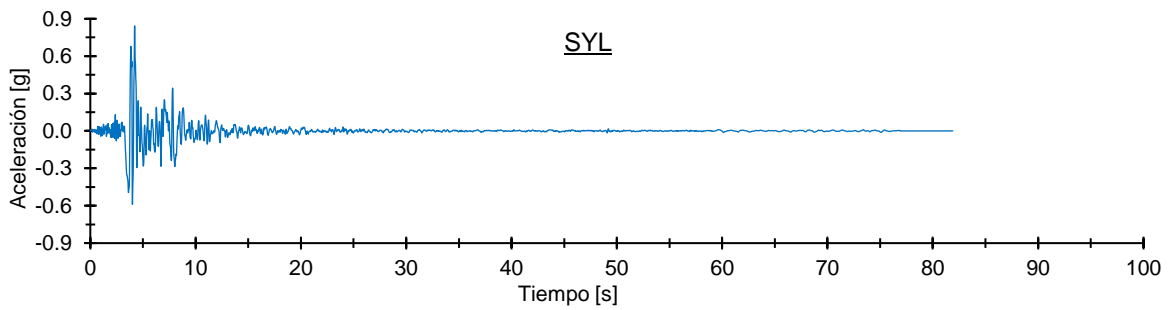
**Figura 8.14** - Registro de aceleración, Valparaíso 1985, Chile.



**Figura 8.15** - Registro de aceleración, Maule 2010, Chile.



**Figura 8.16** - Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda.



**Figura 8.17** - Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos.

### 8.3.1. Estructura Convencional

#### 8.3.1.1 Respuestas Globales

##### 8.3.1.1.1 Demanda de Ductilidad Global de Desplazamientos de Techo en el Tiempo

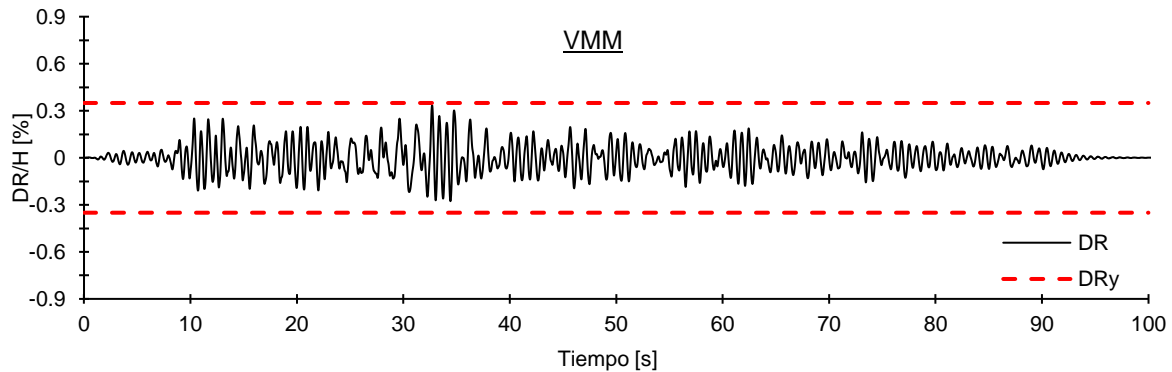
El factor de ductilidad global se define como la razón entre el desplazamiento de techo y el desplazamiento de techo de fluencia. En la ecuación (8.2):

$$\mu_e = \frac{D_{top}}{D_y} = \frac{DR}{DR_y} \quad (8.2)$$

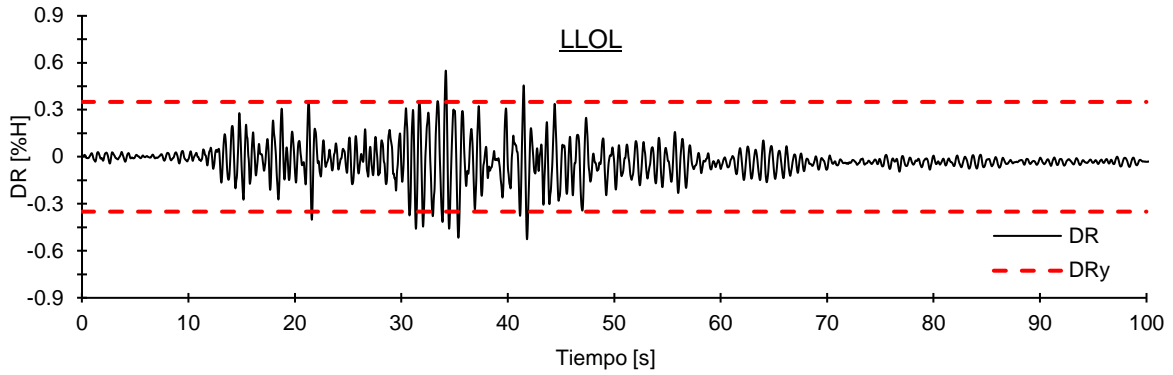
Donde:

- $\mu_e$  = factor de ductilidad global o estructural
- $D_{top}$  = desplazamiento de techo
- $D_y$  = desplazamiento de techo de fluencia del edificio
- $DR$  = distorsión global del edificio
- $DR_y$  = distorsión global de fluencia del edificio

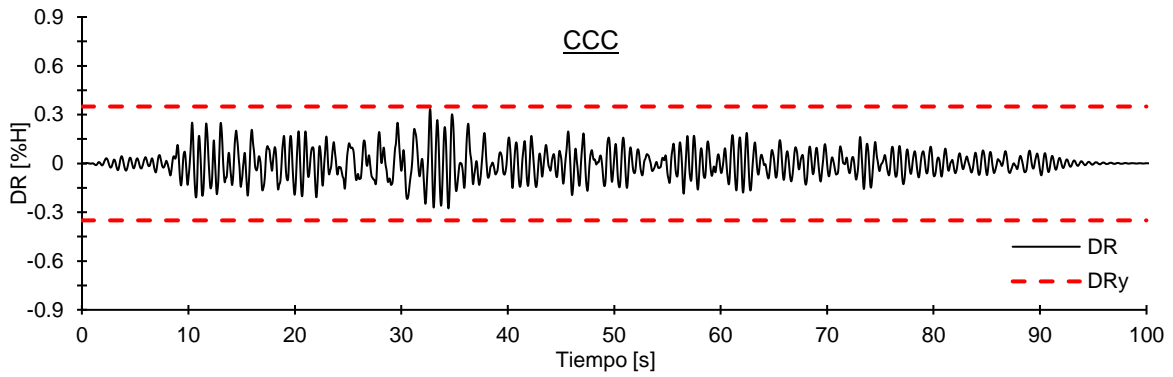
En las **Figura 8.18** a **Figura 8.22** se presenta el desplazamiento de techo del sistema en función del tiempo en términos de DR, se identifica  $DR_y$ , estimado con el análisis incremental Pushover como  $DR_y = 0.35\%$ .



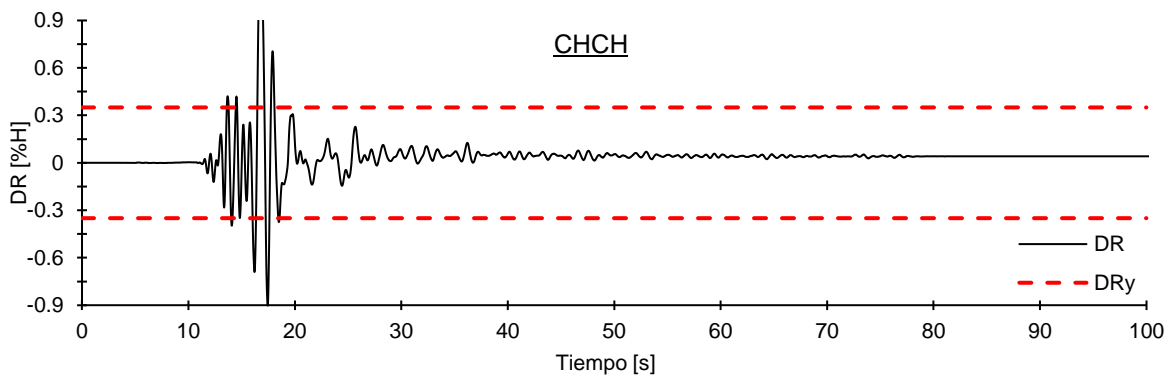
**Figura 8.18** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile 1985)



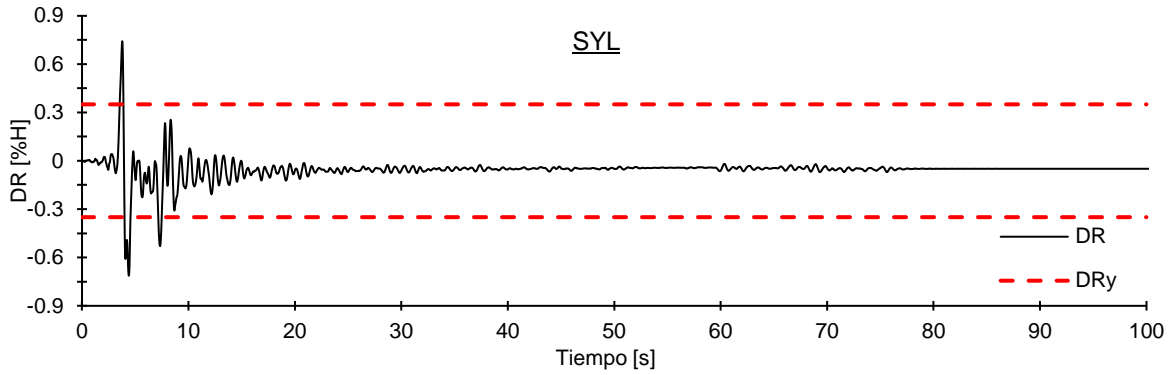
**Figura 8.19** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Llolleo (Chile 1985)



**Figura 8.20** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Concepción Centro (Chile 2010)



**Figura 8.21** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Christchurch (Nueva Zelanda 2011)



**Figura 8.22** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Sylmar (EE. UU 1994)

Los valores de ductilidad global alcanzado en los análisis se presentan en la **Tabla 8.2**

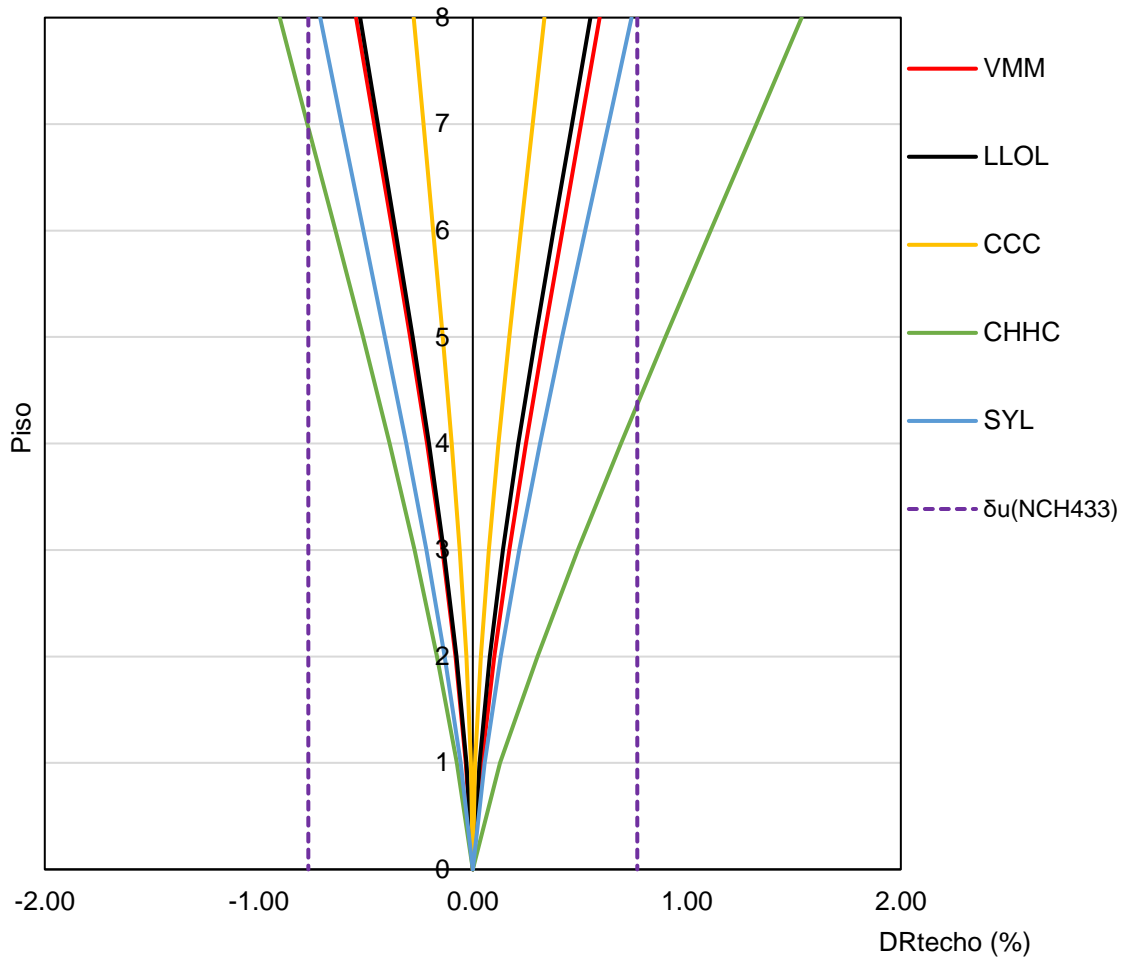
**Tabla 8.2** - Demanda de desplazamientos globales

<b>Registro</b>	<b>DR<sub>max</sub></b>	<b><math>\mu_e^{\max}</math></b>
Viña del Mar	0.59	1.7
LLolleo	0.55	1.6
Concepción Centro	0.33	-
Christchurch	1.54	4.4
Sylmar	0.74	2.1

Los mayores desplazamientos de techo se alcanzan para los registros extranjeros, con un máximo de 34 cm para el registro de Christchurch y entre 11 a 13 cm para los registros chilenos. se destaca que el registro Concepción no produce en ningún instante que la estructura (globalmente) alcance a incursión no lineales.

### 8.3.1.1.2 Deformadas del Sistema en el Instante de Mayor Desplazamiento de Techo

En la **Figura 8.23** se presenta la deformada del sistema en el instante cuando DR es máximo y mínimo. Se observa que todas las deformadas son típicas del primer modo fundamental de vibrar de la estructura. Además, se grafica el desplazamiento de diseño o último de techo para la dirección de análisis obtenido con la norma chilena Nch433 en el punto **3.5** de este documento.

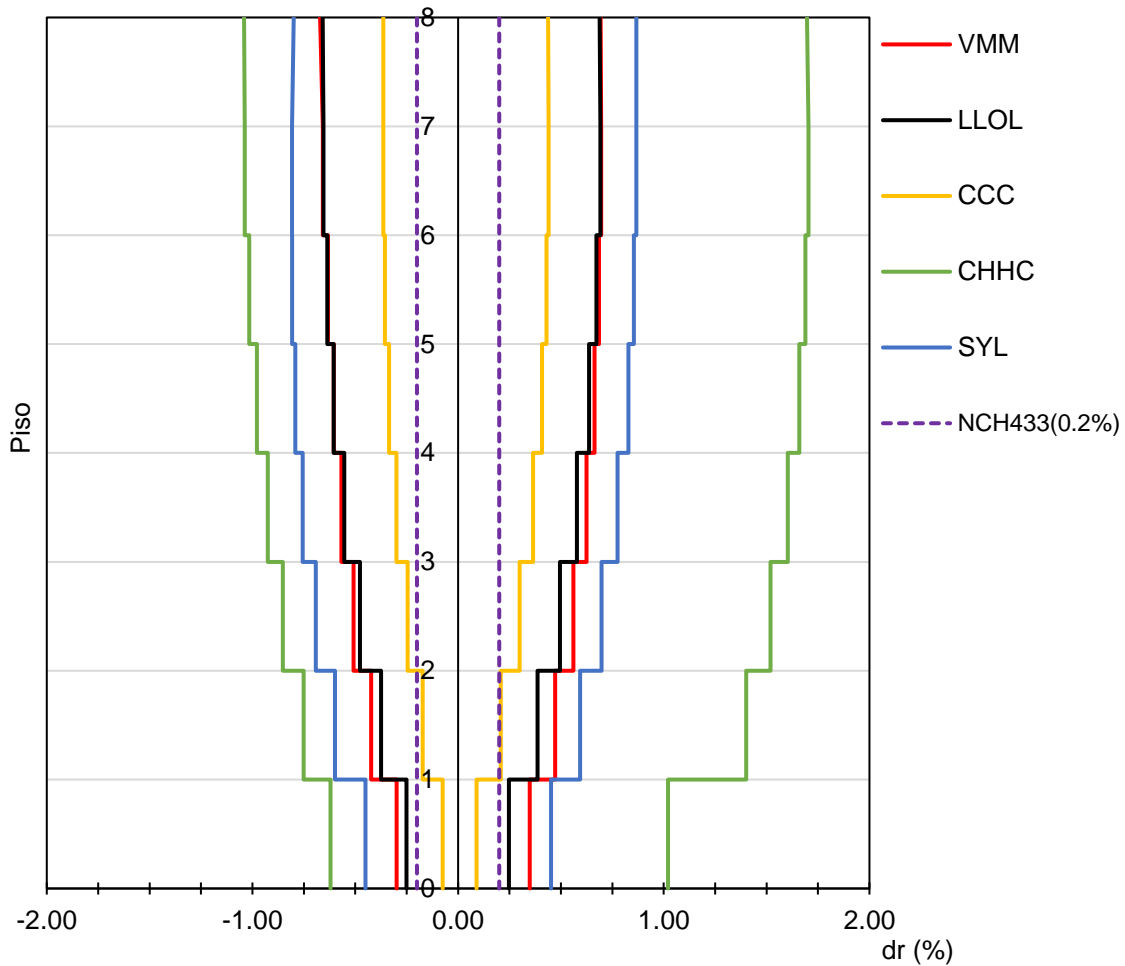


**Figura 8.23** - Deformada del sistema para DR máximo y mínimo.

### 8.3.1.1.3 Desplazamientos Relativos de Entrepiso

En la **Figura 8.24** se presentan los máximos desplazamientos relativo de entre piso alcanzados en ellos análisis. Las envolventes de desplazamientos relativos de entre piso en términos del porcentaje de la altura entre piso ( $dr$ ) muestran que la demanda no supera el 1% de la altura entre piso para el sentido  $-Y$ , en cambio en sentido  $Y+$ , la mayor demanda se obtiene con registros extranjeros siendo la mayor demanda de un 1.7% de la altura entre piso asociado al registro de Christchurch.

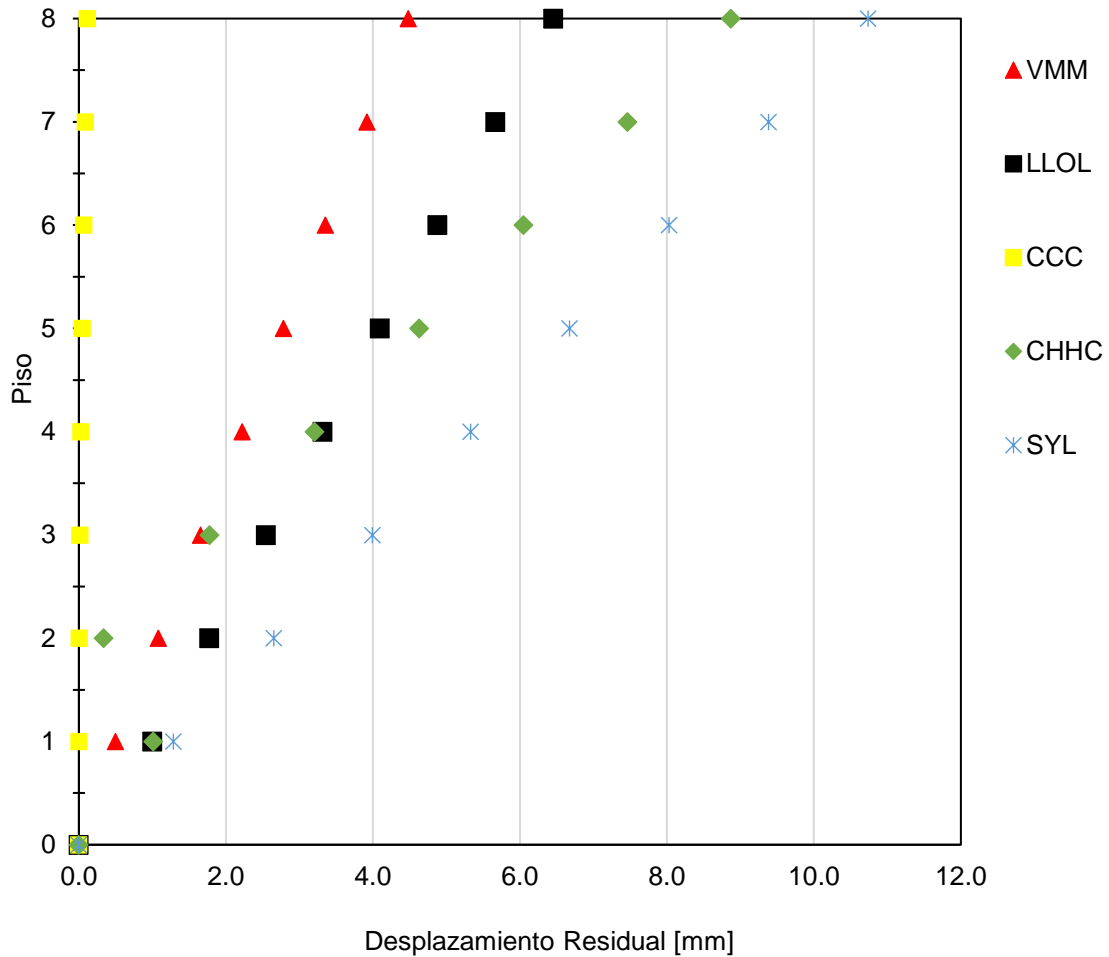
Se destaca que la totalidad de los registros sobrepasa el límite impuesto por la norma chilena en cuanto a desplazamientos relativos de entre piso ( $dr_{max} = 0.2\%$ ).



**Figura 8.24** - Máximos desplazamientos relativos de entre piso.

### 8.3.1.1.4 Deformaciones Residuales de la Estructura

A partir de los análisis se obtuvieron las deformaciones residuales en la estructura para cada registro. En la **Figura 8.25** se presentan las deformaciones residuales del edificio para cada registro analizado, los valores máximos se encuentran en un rango de 4.5 a 11 mm en el último piso, además se observa que para el registro de concepción las deformaciones residuales son casi nulas.

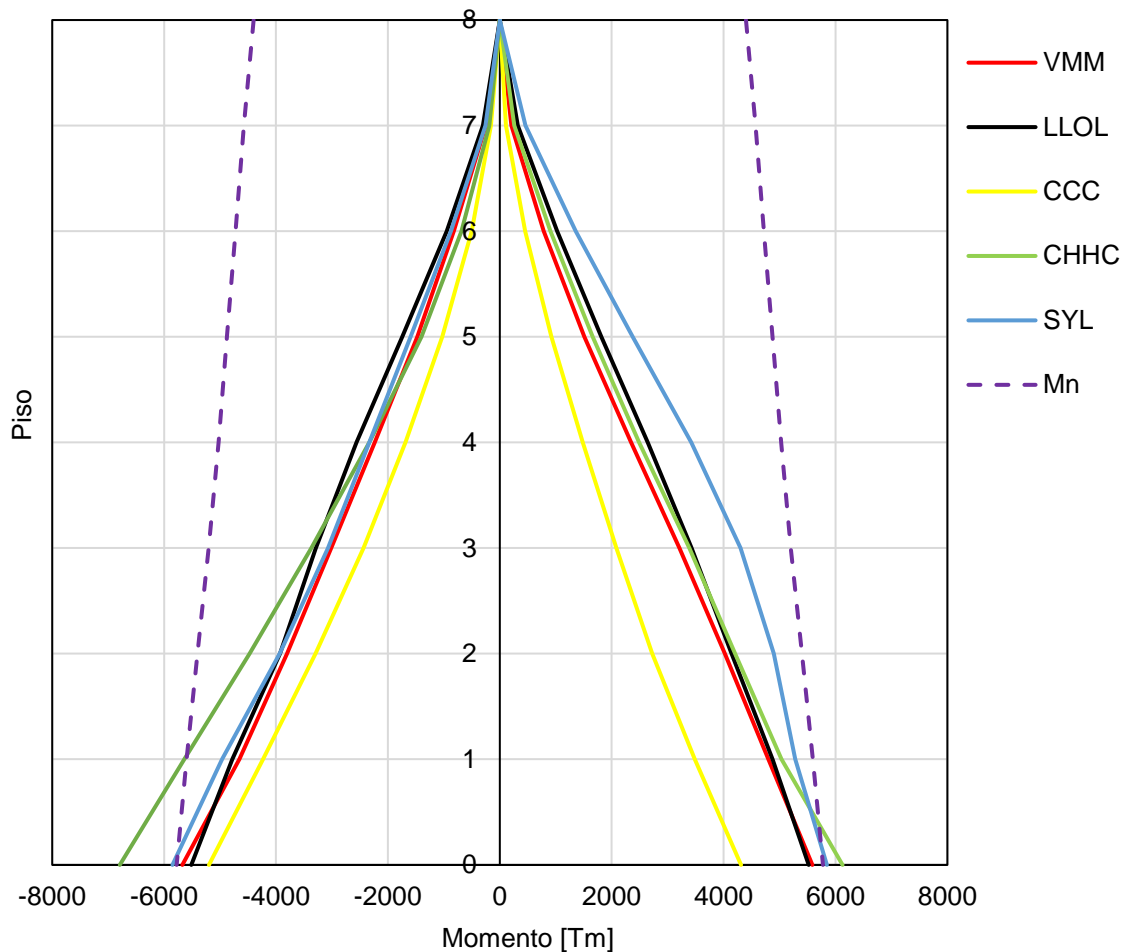


**Figura 8.25** - Deformaciones residuales de la estructura por registro.

### 8.3.1.2 Respuestas Locales

#### 8.3.1.2.1 Envolvente de Momento en Muros

En la **Figura 8.26** se presenta la envolvente de momento de un muro tipo, obtenidas para cada registro sísmico, juntos con el valor nominal ( $M_n$ ) proveniente del diagrama de momento curvatura asociada a la carga axial según la altura. Los valores de los dos muros modelados restantes arrojaron comportamientos similares.

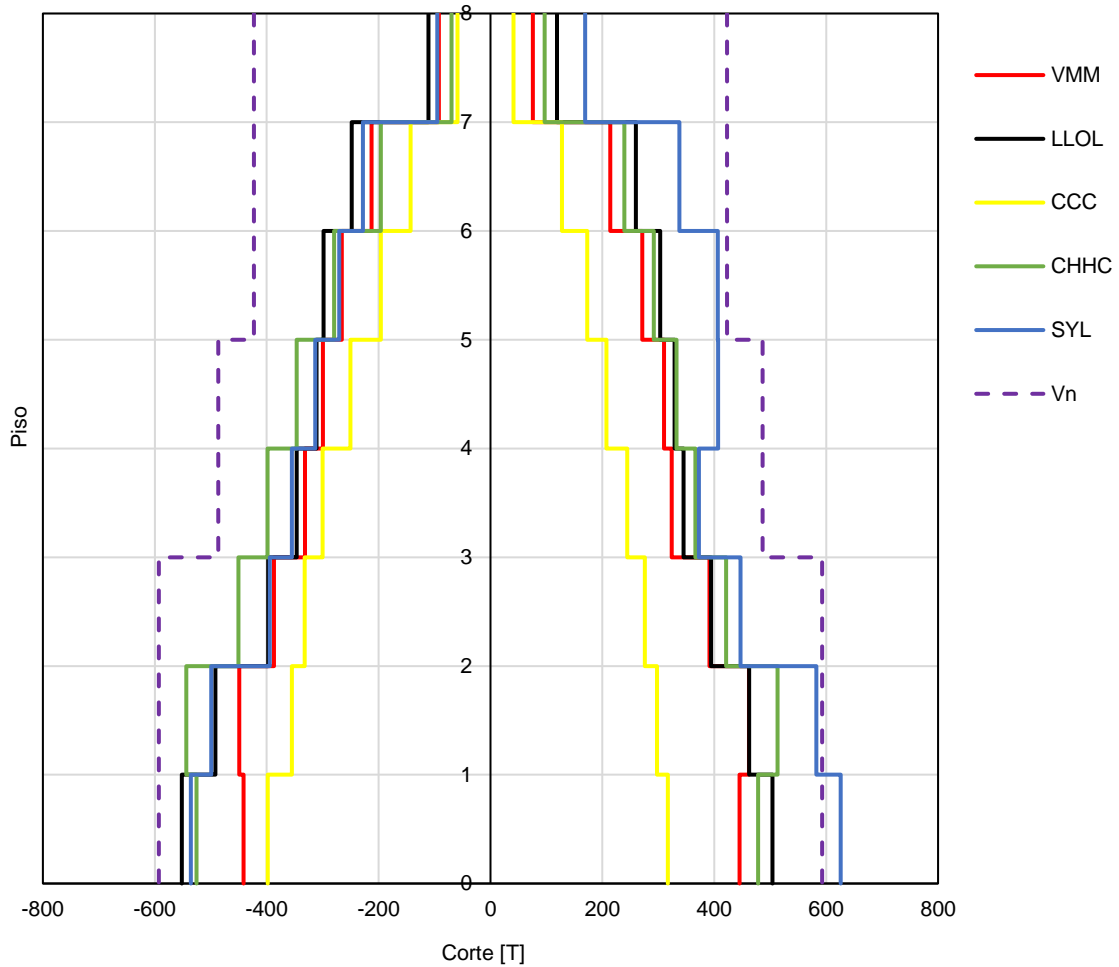


**Figura 8.26** - Envolvente de momento muro tipo

En el gráfico mostrado anteriormente, se observan zonas en donde es posible que ocurran deformaciones inelásticas (fluencia) en los muros, dependiendo de su cercanía con respecto a la envolvente de momento nominal. Se aprecia que se producirá incursión en el rango inelástico en pisos inferiores lo que se traduce en daño. En la base se observa que para los registros extranjeros la resistencia es sobrepasada.

### 8.3.1.2.2 Envoltente de Corte en Muros

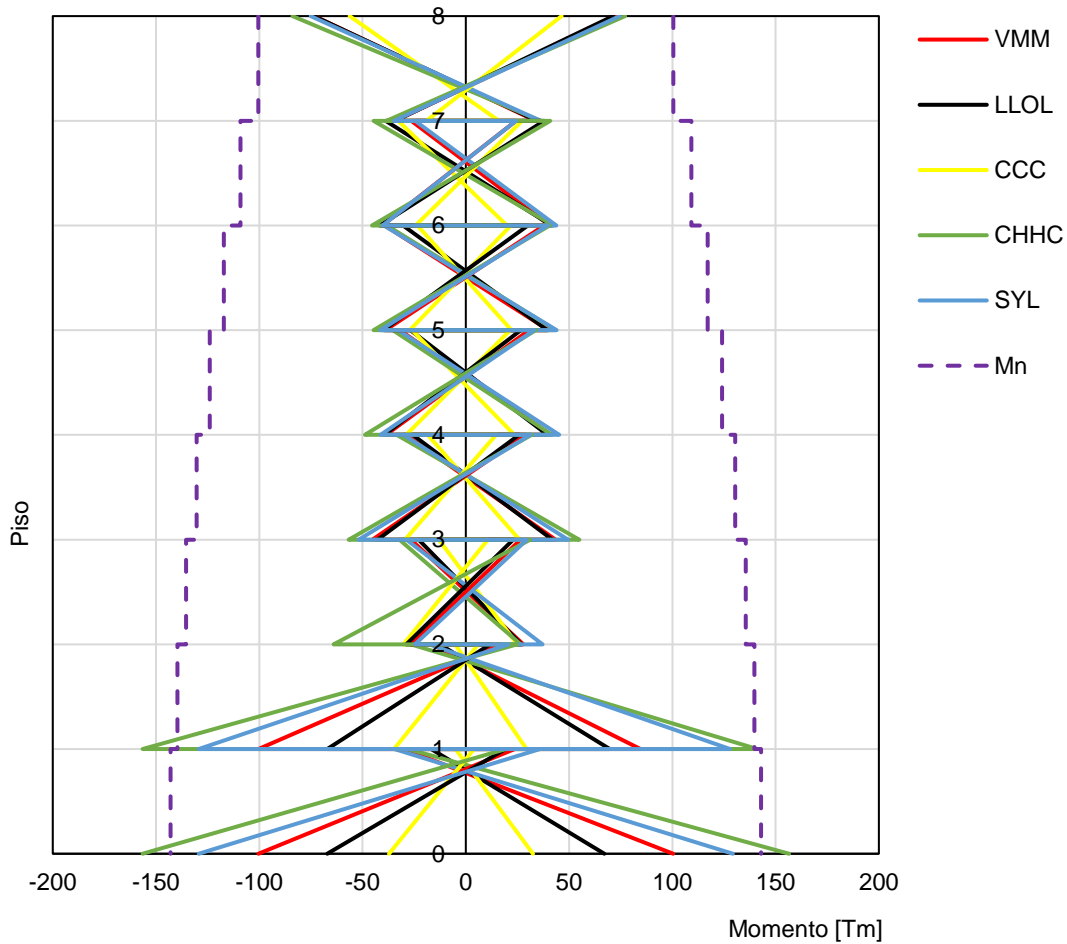
En la **Figura 8.27** se presenta la envoltente de corte, obtenida para cada registro y se compara con la resistencia nominal de corte calculada en el **capítulo 4.3.2**. Se observa que las demandas de corte producidas por los registros son bastante cercanas a la resistencia nominal en los pisos inferiores, no así en los pisos superiores donde la resistencia es bastante adecuada. Para el registro de Sylmar se obtuvo demandas de corte mayores en los pisos superiores, por lo tanto, es apropiado aplicar un diseño por capacidad.



**Figura 8.27** - Envoltente de corte en muro tipo.

### 8.3.1.2.3 Envolvente de Momento en Columnas

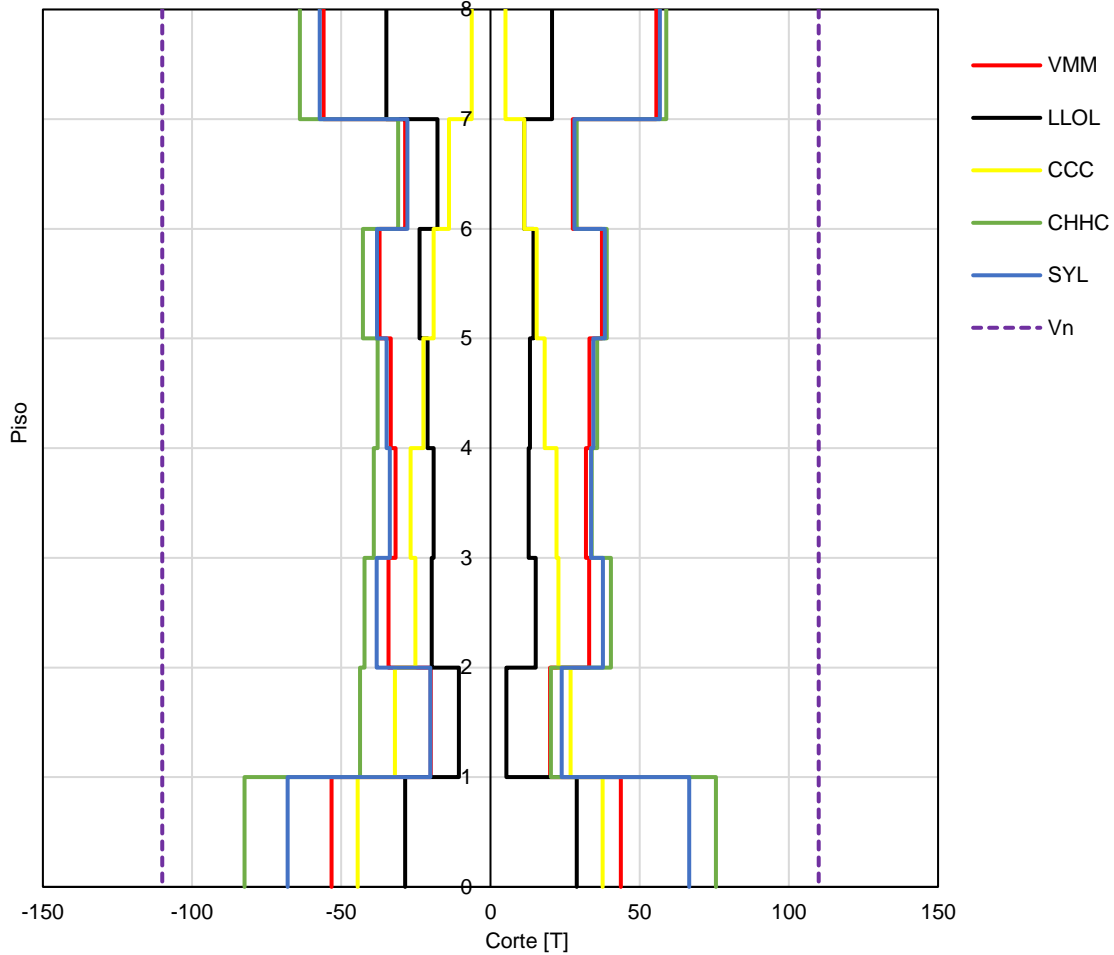
A continuación, en la **Figura 8.28** se presenta la envolvente de momento de una columna interior del marco, obtenida para cada registro y se compara con la resistencia nominal a momento obtenida del diagrama de interacción según las cargas permanente y sobrecarga de uso según la altura. Se observa que las demandas de momento producidas por registros chilenos son menores a 100 [Tm] no mayor que el momento nominal en la base, por otra parte, la resistencia nominal de la columna es sobrepasada en pisos inferiores para registros extranjeros alcanzando demandas de momento aproximadamente de 150 [Tm], generando la formulación de rotulas plástica (daño) en la base y en los primeros pisos.



**Figura 8.28** - Envolvente de momento en columna interior.

### 8.3.1.2.4 Envoltente de Corte en Columnas

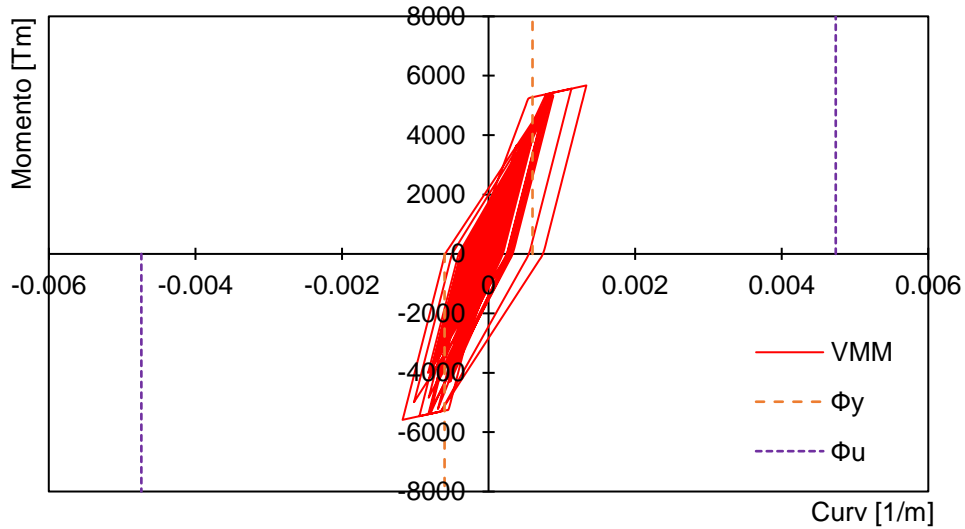
En la **Figura 8.29** se presenta la envoltente de corte, obtenidas para cada registro y se compara con la resistencia nominal proveniente del refuerzo obtenido por el diseño por capacidad más la resistencia a corte del hormigon. Se observa que las demandas de corte no superan la resistencia nominal para ninguno de los registros estudiados, realizar un diseño por capacidad en columnas da una resistencia bastante conservadora para este caso.



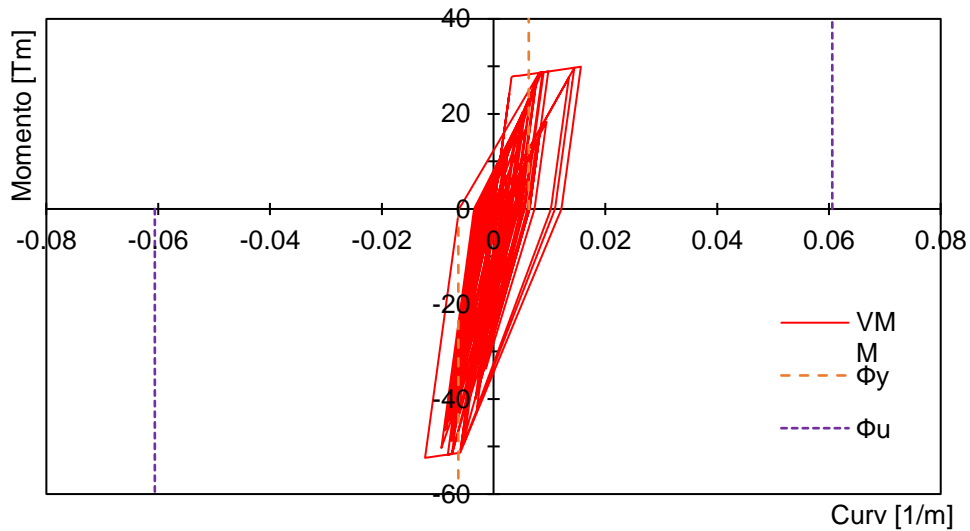
**Figura 8.29** - Envoltente de corte para columna interior.

### 8.3.1.2.5 Reglas de Histéresis

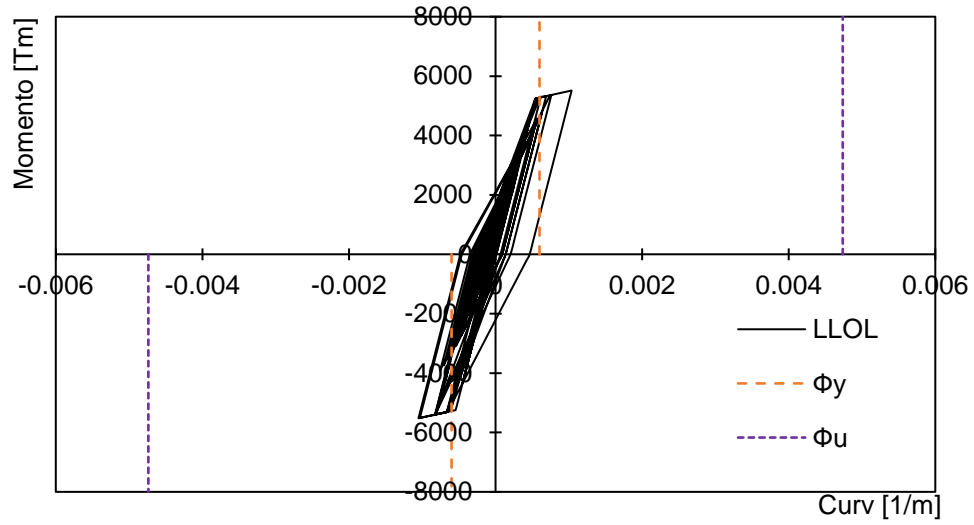
En las **Figura 8.30 a Figura 8.39** se presenta las curvas histéresis momento – curvatura para la sección en la base de todos los muros y de una viga cualquiera ubicada en el vano central del marco para los cinco registros. Además, estas curvas se comparan con los valores de curvatura de fluencia y curvatura ultima, la primera calculada en el capítulo VII y la segunda obtenida del análisis seccional para la resistencia nominal considerando el efecto del confinamiento. Las columnas, en tanto, permanecieron en el rango elástico.



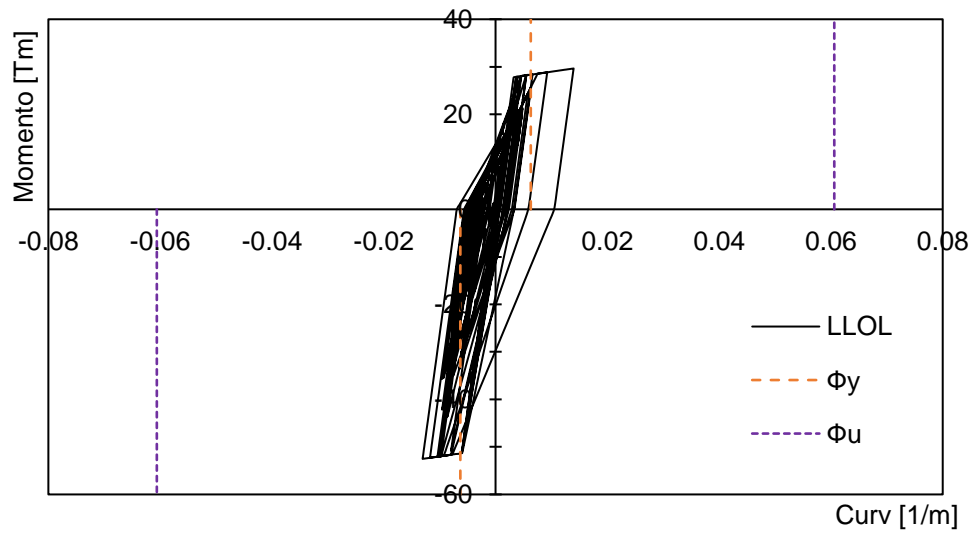
**Figura 8.30** - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Viña del Mar.



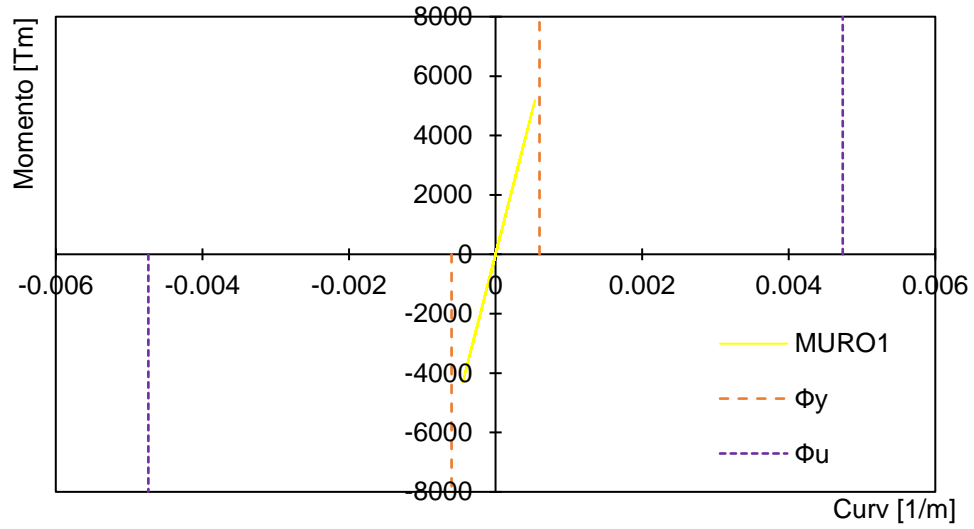
**Figura 8.31** - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Viña del Mar.



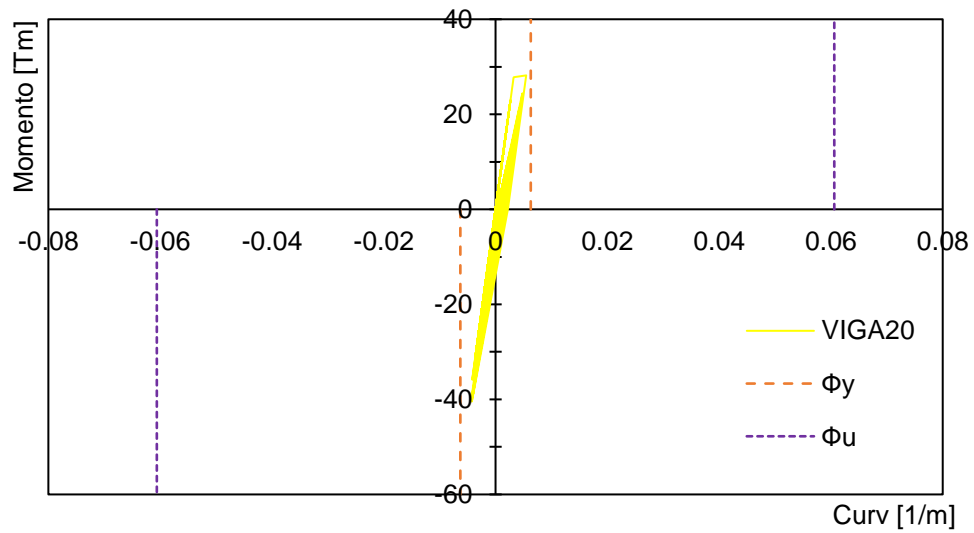
**Figura 8.32** - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro LLolleo.



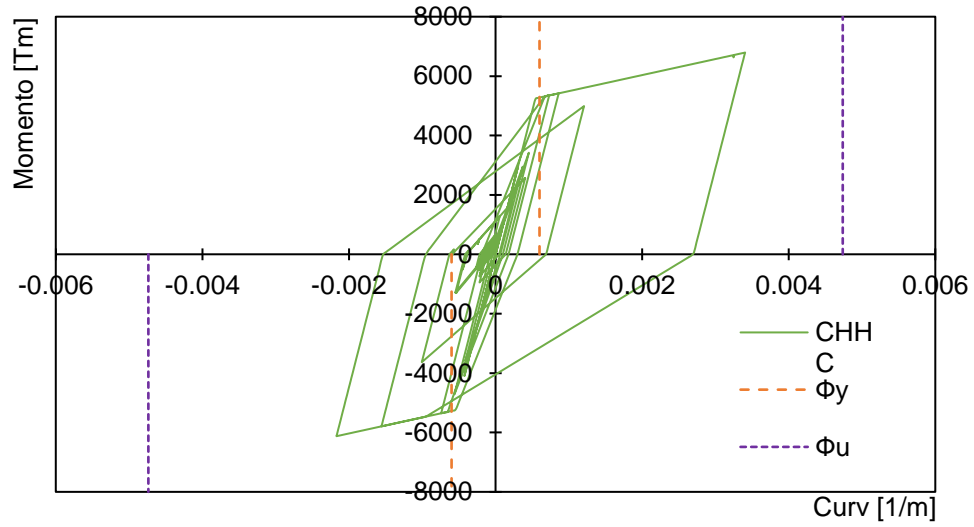
**Figura 8.33** - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro LLolleo.



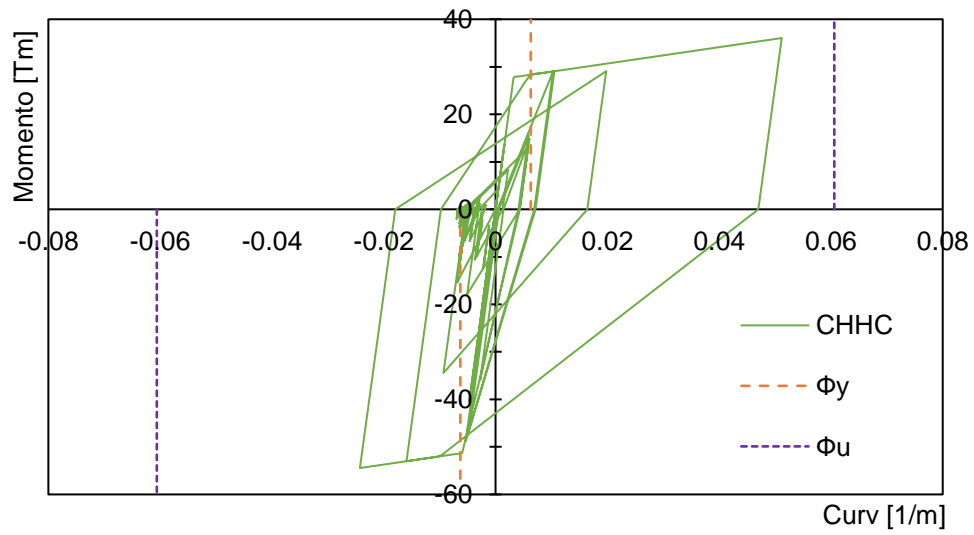
**Figura 8.34** - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Concepción.



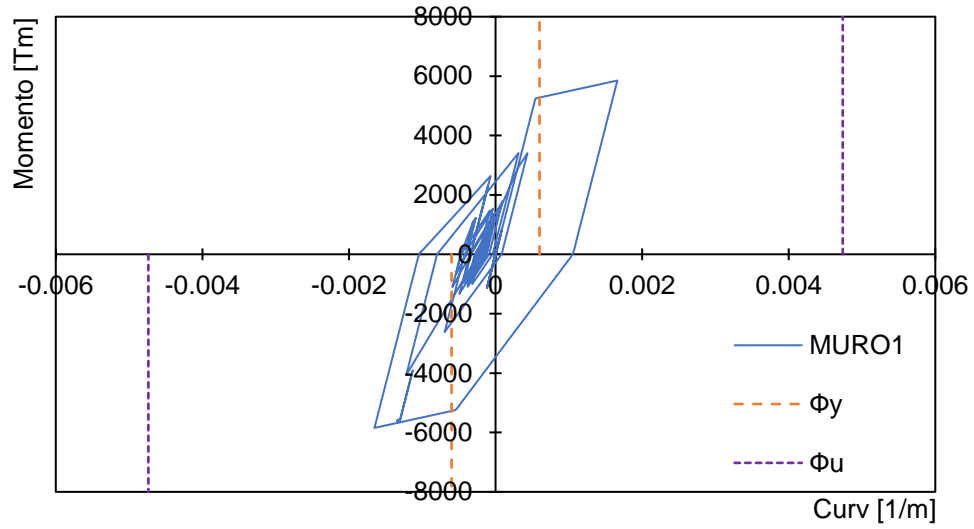
**Figura 8.35** - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Concepción.



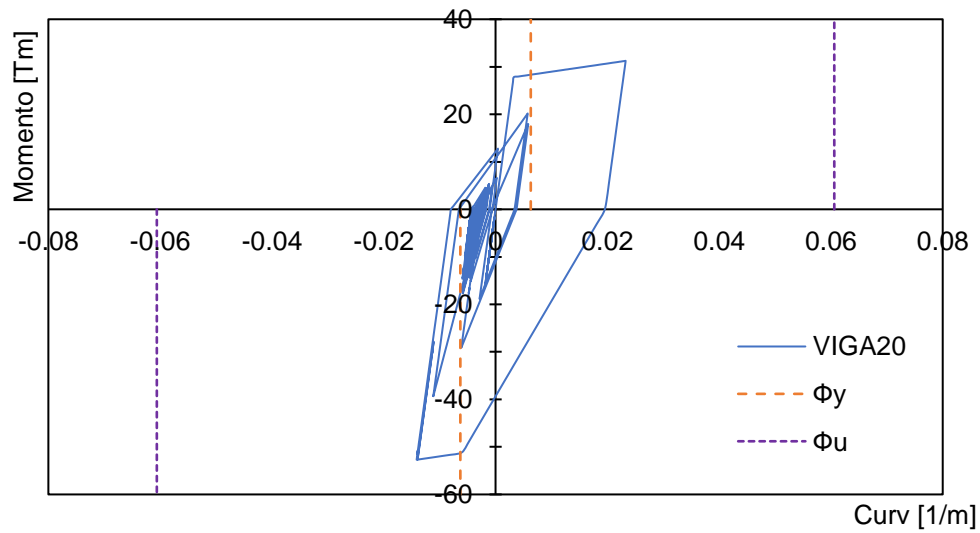
**Figura 8.36** - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Christchurch.



**Figura 8.37** - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Chirstchurch.



**Figura 8.38** - Curva Momento - Curvatura base Muro, Registro Sylmar.



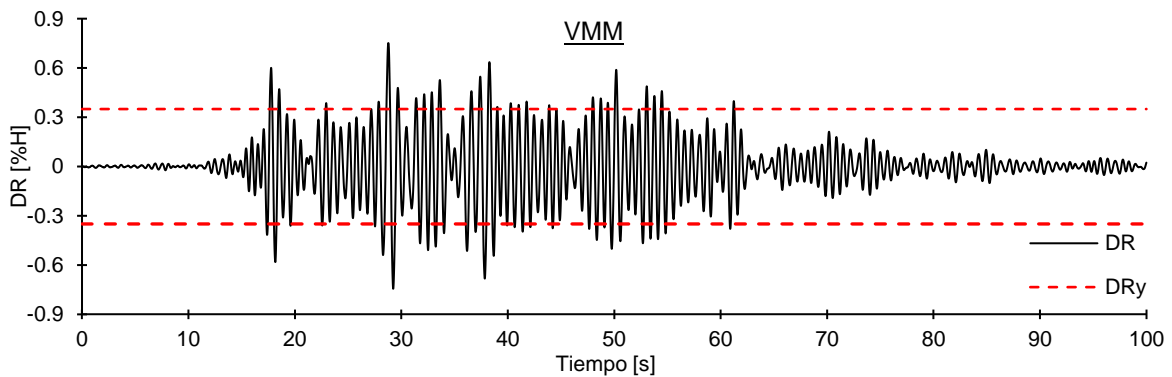
**Figura 8.39** - Curva Momento - Curvatura Viga 20, Registro Sylmar.

### 8.3.2. Estructura Híbrida

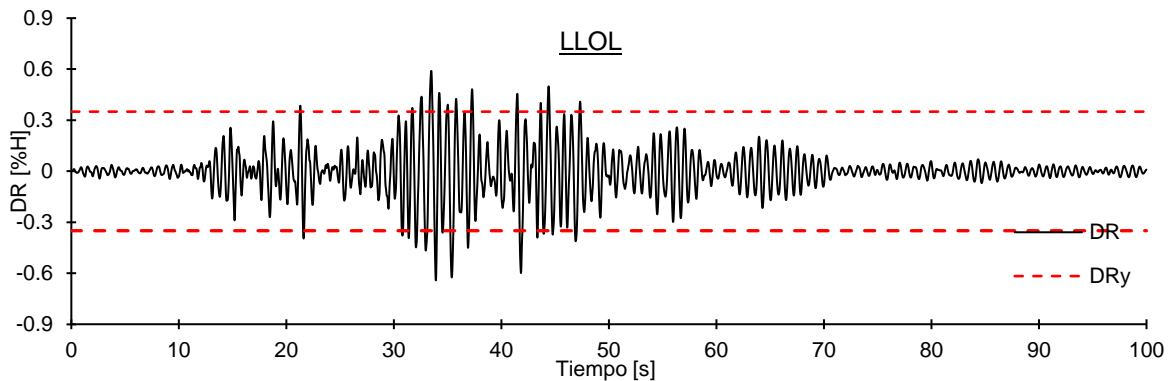
#### 8.3.2.1 Respuestas Globales

##### 8.3.2.1.1 Demanda de Ductilidad Global de desplazamiento de Techo en el Tiempo

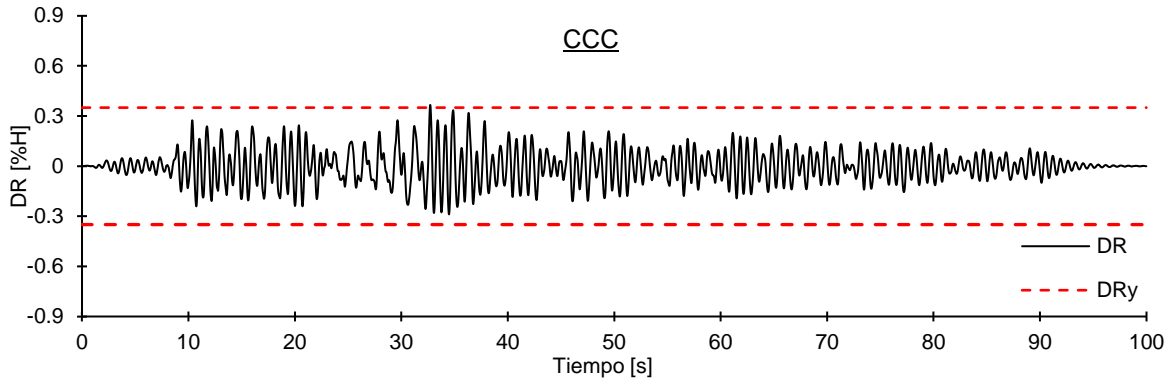
De la misma manera, se obtuvo el factor de ductilidad global se define como la razón entre el desplazamiento de techo y el desplazamiento de techo de fluencia definido en la ecuación (8.2). En las **Figura 8.40** a **Figura 8.44** se presenta el desplazamiento de techo del sistema en función del tiempo en términos de DR, y se identifica  $DR_y$ , estimado con el análisis incremental Pushover como  $DR_y = 0.35\%$ . Los valores de ductilidad global alcanzado en los análisis se presentan en la **Tabla 8.3**.



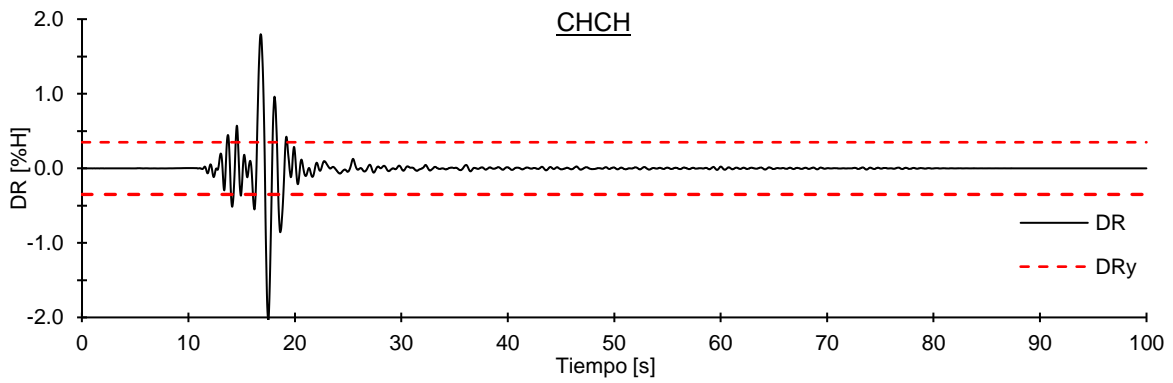
**Figura 8.40** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile 1985)



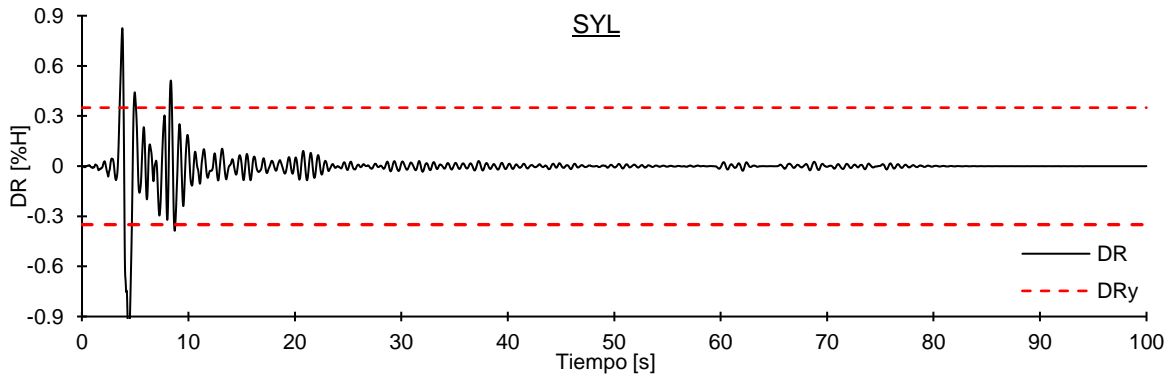
**Figura 8.41** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Lolleo (Chile 1985)



**Figura 8.42** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Concepción Centro (Chile 2010)



**Figura 8.43** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Christchurch (Nueva Zelanda 2011)



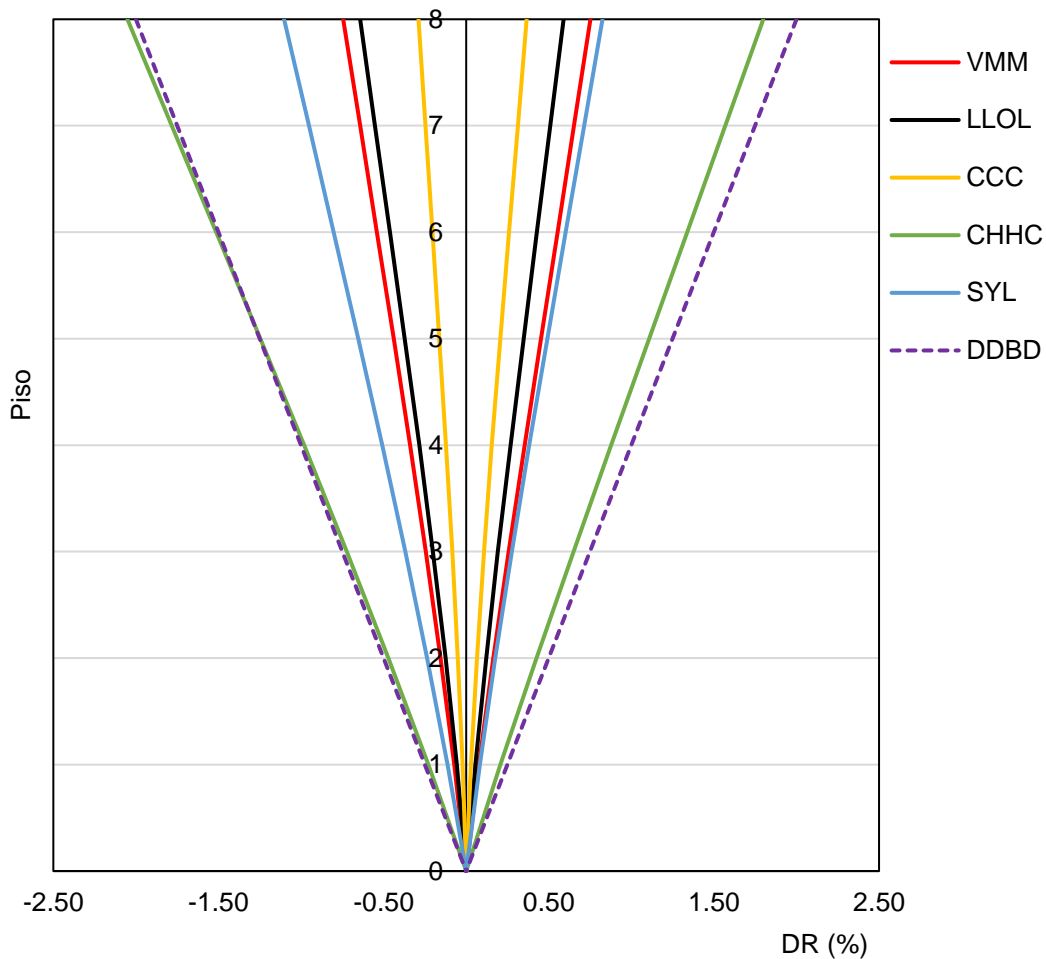
**Figura 8.44** - Historia de desplazamiento de techo (DR) - Registro Sylmar (EEUU 1994).

**Tabla 8.3** – Demanda de desplazamientos globales.

Registro	DR <sub>max</sub>	μ <sub>e</sub> <sup>max</sup>
Viña del Mar	0.75	2.1
LLolleo	0.59	1.7
Concepción Centro	0.37	1.1
Christchurch	2.05	5.9
Sylmar	1.10	3.2

### 8.3.2.1.2 Deformada del Sistema en el Instante de Mayor de Desplazamiento de Techo

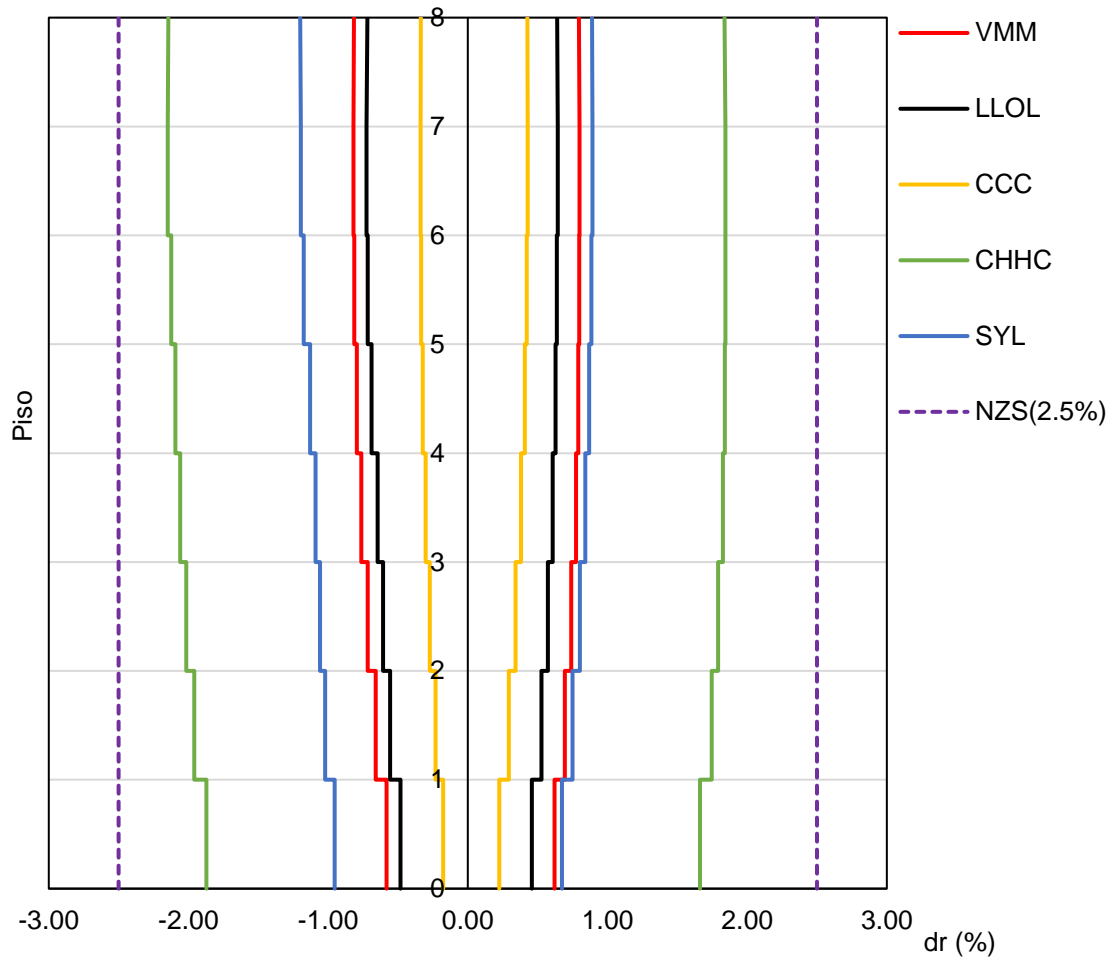
En la **Figura 8.45** se presenta la deformada del sistema en el instante cuando DR es máximo y mínimo. Se observa que todas las deformadas son típicas del primer modo fundamental de vibrar de la estructura. Además, se grafica el desplazamiento de diseño en la dirección de análisis obtenido por el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) en el punto 6.1 de este documento.



**Figura 8.45** - Deformada del sistema para DR máximo y mínimo.

### 8.3.2.1.3 Desplazamientos Relativo de Entrepiso

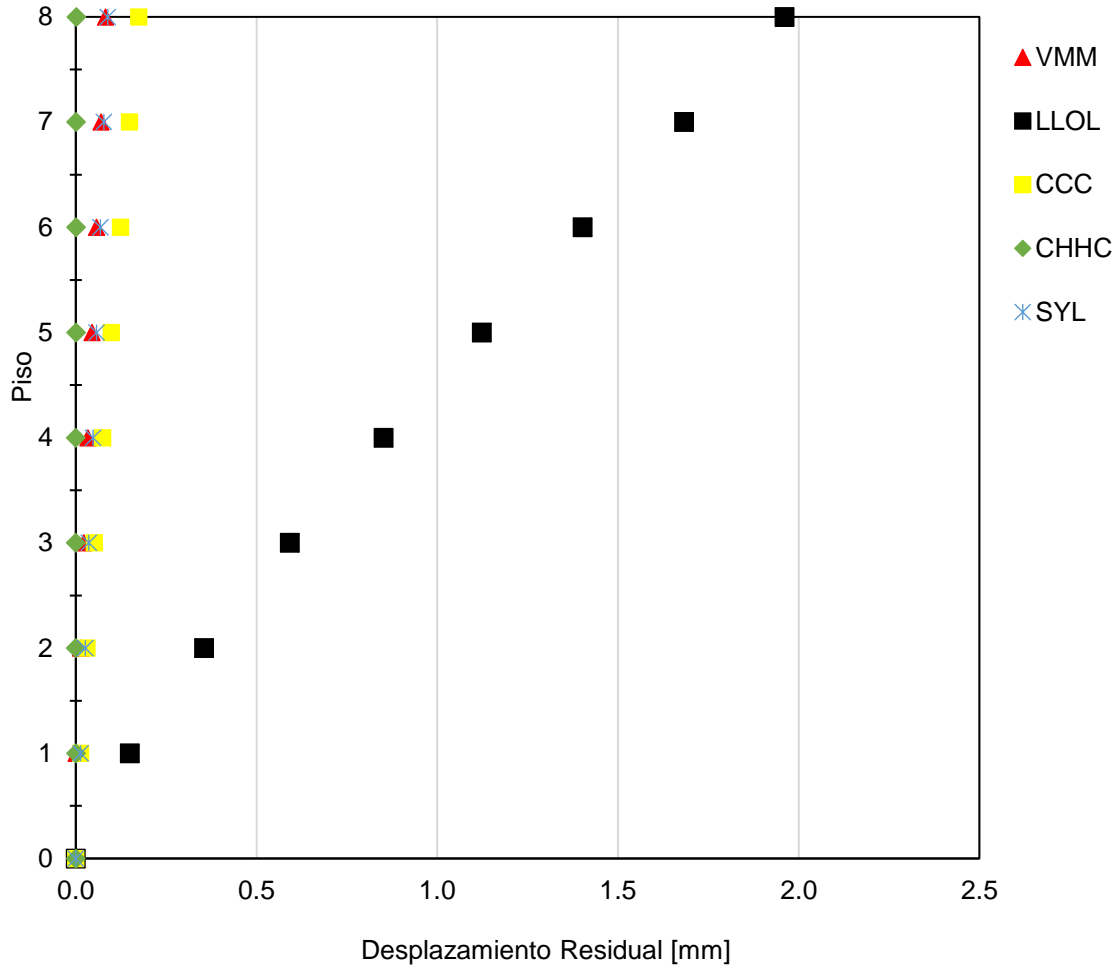
En la **Figura 8.46** se presentan los máximos desplazamientos relativo de entrepiso alcanzados en los análisis. Las envolventes de desplazamientos relativos de entre piso en términos del porcentaje de la altura entrepiso ( $dr$ ) muestran que la demanda no supera el 1% de la altura entrepiso para el sentido Y+, en cambio en sentido Y-, la mayor demanda se obtiene con el registro extranjero de Christchurch siendo la mayor demanda de un 2.1% de la altura. Pero, aun así, la magnitud de los  $dr$  obtenidos es menor que el límite propuesto por la norma NZS de 2.5% de drift entrepiso asociado al estado último.



**Figura 8.46** - Máximos desplazamientos relativos de entrepiso.

### 8.3.2.1.4 Deformaciones Residuales

En la **Figura 8.47** se aprecian las deformaciones residuales del edificio para cada registro analizado, los valores máximos son producidos por el registro de Lollo, además se destaca que para la mayoría de los registros las deformaciones residuales no son importantes (menores que 2 mm).

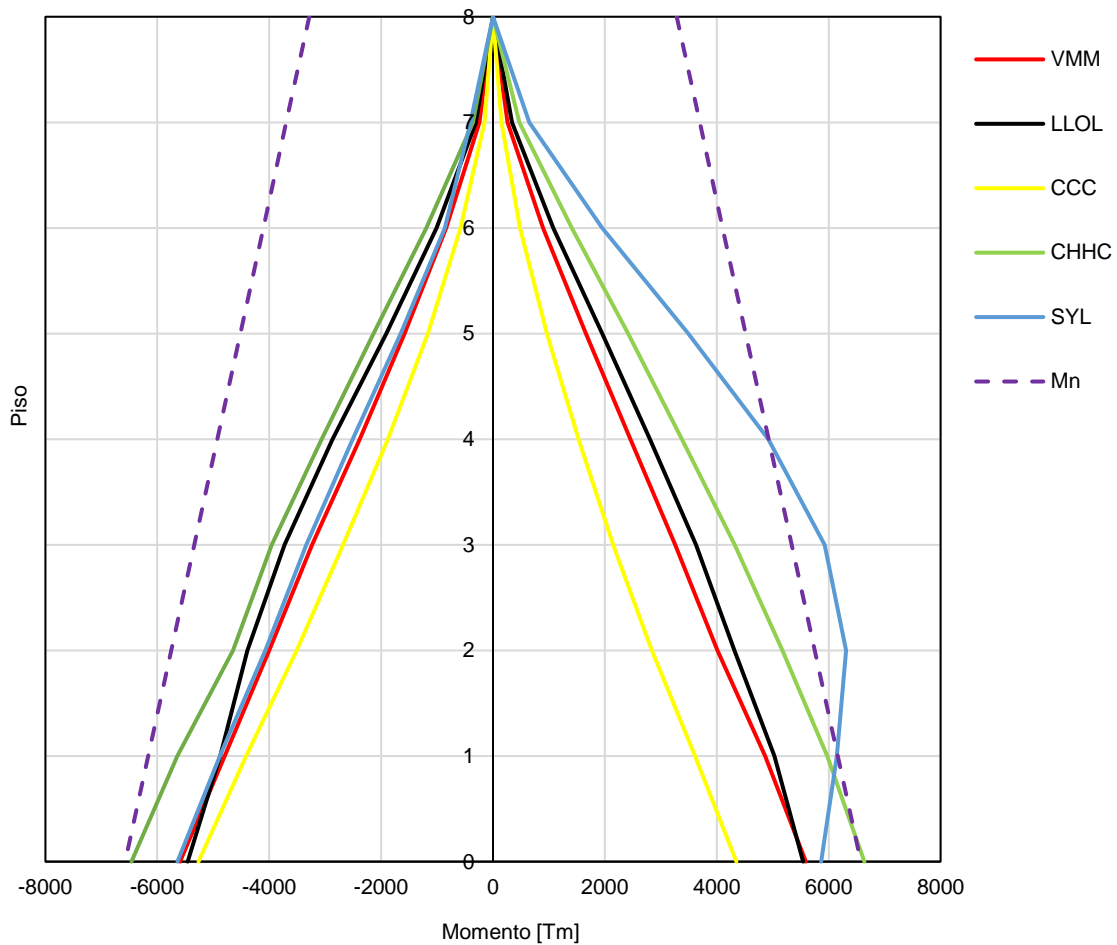


**Figura 8.47** - Deformaciones residuales de la estructura por registro.

### 8.3.2.2 Respuestas Locales

#### 8.3.2.2.1 Envoltente de Momento en Muros

En la **Figura 8.48** se presenta la envoltente de momento de un muro tipo, obtenidas para cada registro sísmico, juntos con el valor nominal ( $M_n$ ) proveniente de la curva de momento - rotación asociada al elemento. Los valores de los dos muros modelados restantes arrojaron comportamientos similares. En el gráfico de la Figura 8.48, se observan zonas en donde es posible que ocurran deformaciones inelásticas (fluencia) en los muros, dependiendo de su cercanía con respecto a la envoltente de momento nominal. En la base se observa que para los registros la resistencia no es sobrepasada. El registro de Sylmar, que es un registro impulsivo, potencialmente destructivo, podría generar daños en muros en pisos superiores al superar la resistencia nominal a flexión.

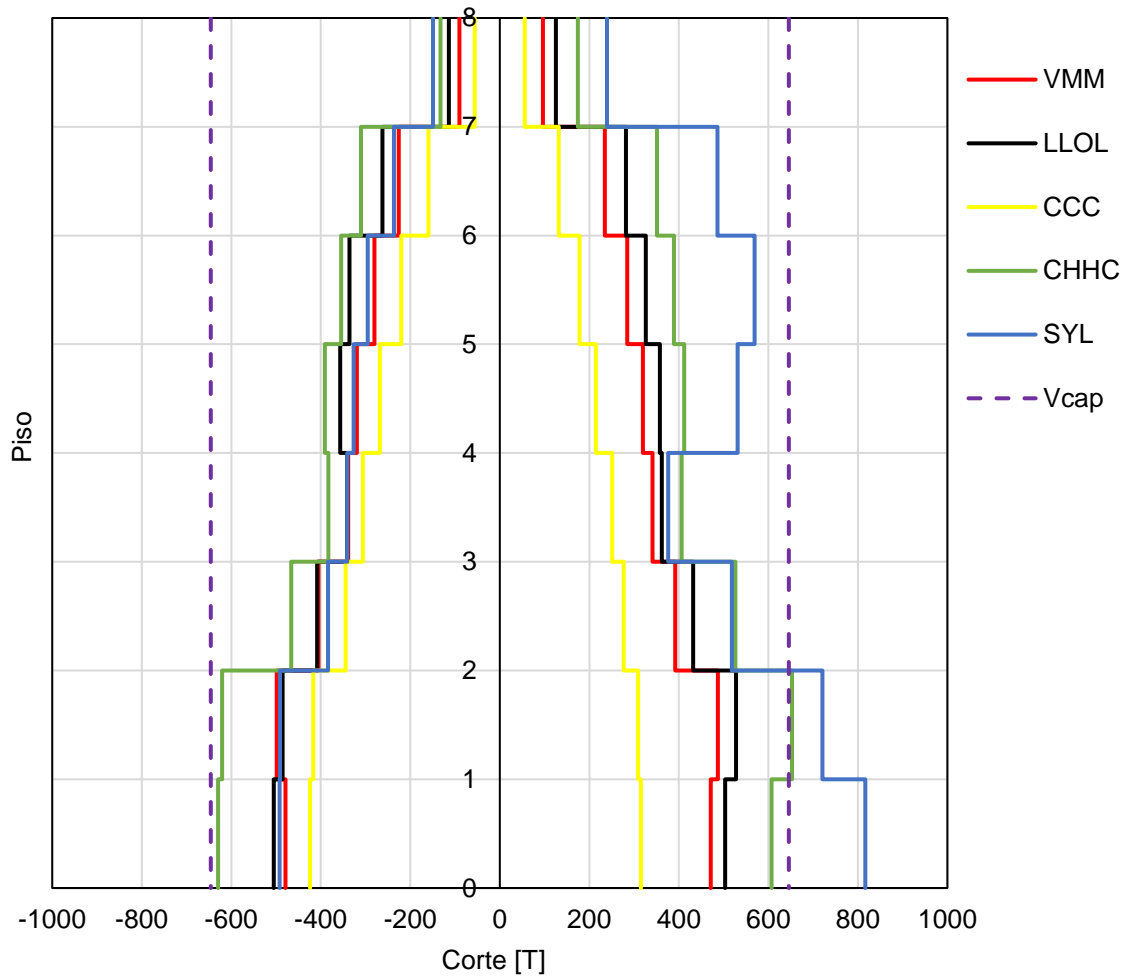


**Figura 8.48** - Envoltente de momento en muro tipo.

### 8.3.2.2 Envolvente de Corte en Muros

En la **Figura 8.49** se presenta la envolvente de corte, obtenidas para cada registro y se compara con la resistencia nominal de corte calculada por capacidad de acuerdo con el capítulo **6.2.2**. Se observa que la resistencia a corte en el primer piso es alcanzada y superada por la demanda producida por el registro de Sylmar. Sin embargo, ante registros chilenos existe una resistencia adecuada en pisos inferiores y superiores al aplicar un diseño por capacidad.

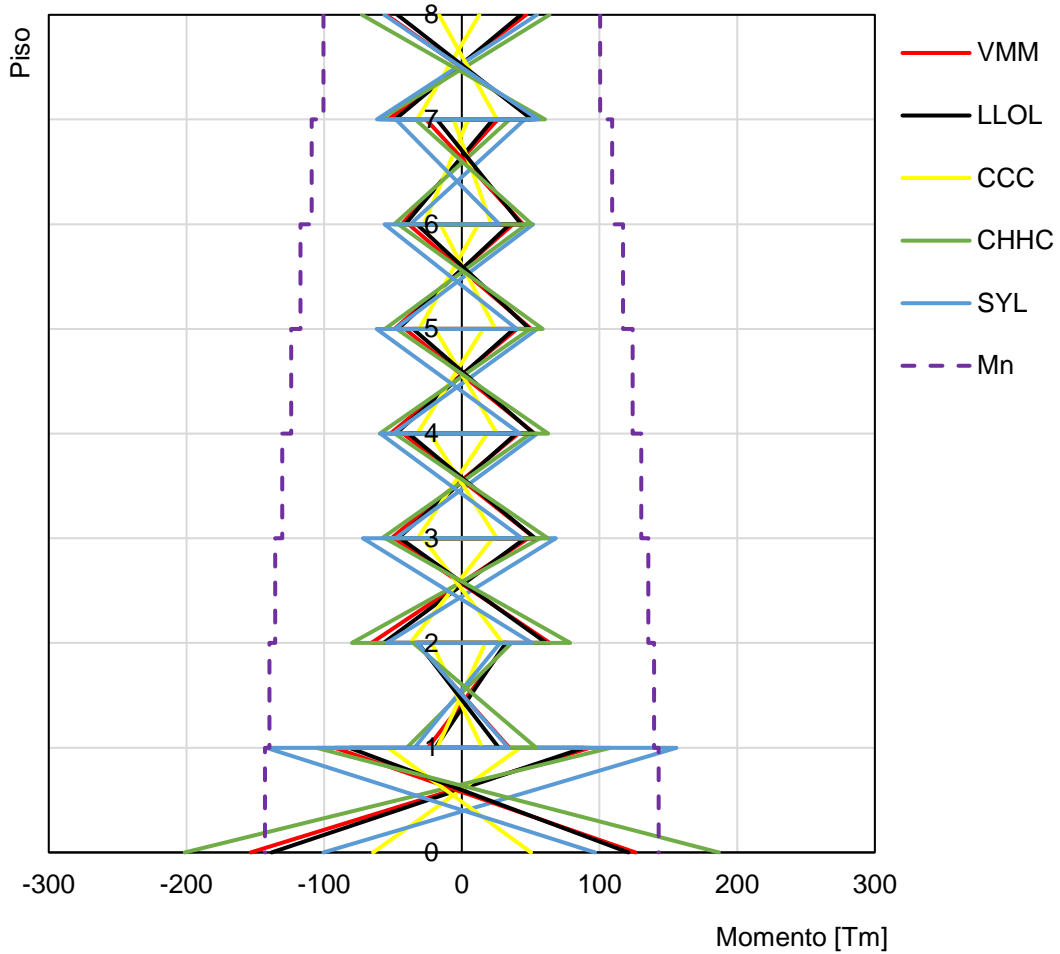
Una posible solución para suplir esta demanda de corte es incorporar la resistencia al corte por deslizamiento en la unión híbrida, la cual, en algunos casos puede ser mayor que el corte asociado al estado limite ultimo o  $V_{cap}$  [2].



**Figura 8.49** - Envolvente de corte Muro tipo.

### 8.3.2.2.3 Envolvente de Momento en Columnas

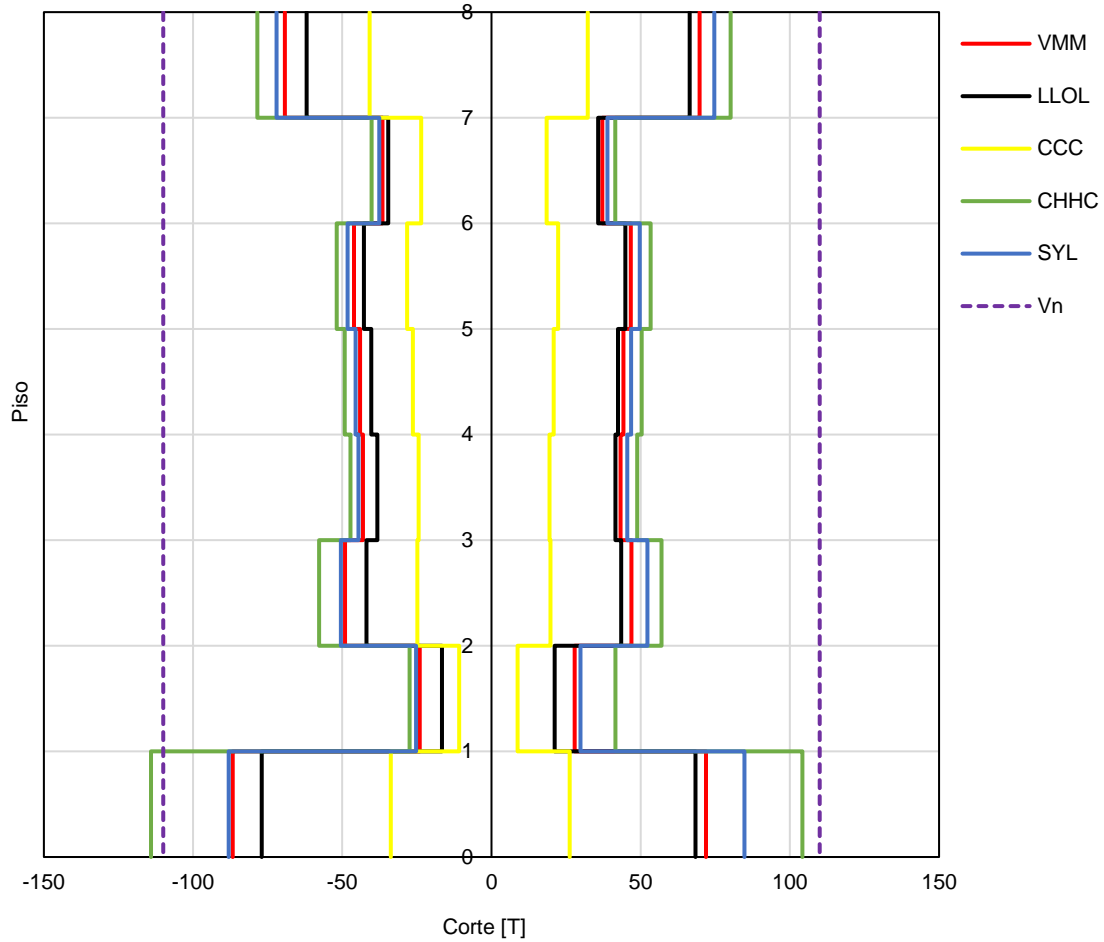
A continuación, en la **Figura 8.50** se presenta la envolvente de momento de una columna interior del marco, obtenida para cada registro y se compara con la resistencia nominal a momento obtenida del diagrama de interacción según las cargas permanente y sobrecarga de uso según la altura. Se observa que la resistencia a momento en el primer piso es insuficiente ante las demandas producidas por registros extranjeros y chilenos.



**Figura 8.50** - Envolvente de momento en columna interior.

### 8.3.2.2.4 Envoltura de Corte en Columnas

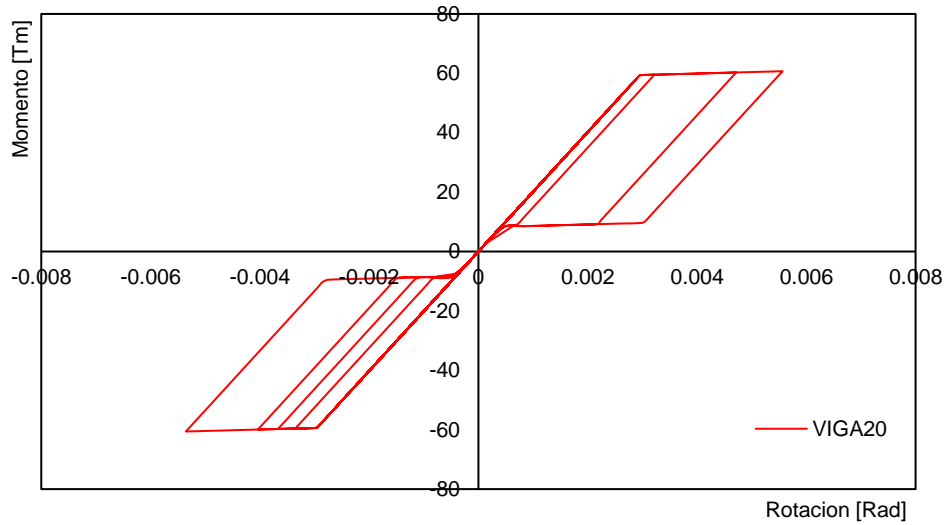
En la **Figura 8.51** se presenta la envoltura de corte, obtenidas para cada registro y se compara con la resistencia nominal proveniente del refuerzo obtenido por el diseño por capacidad más la resistencia a corte del hormigon. Se observa un aumento en las demandas de corte asociado al incremento de los momentos, la resistencia nominal a corte solo es sobrepasada por el registro de Chirstchurch, mostrando un buen comportamiento en pisos superiores.



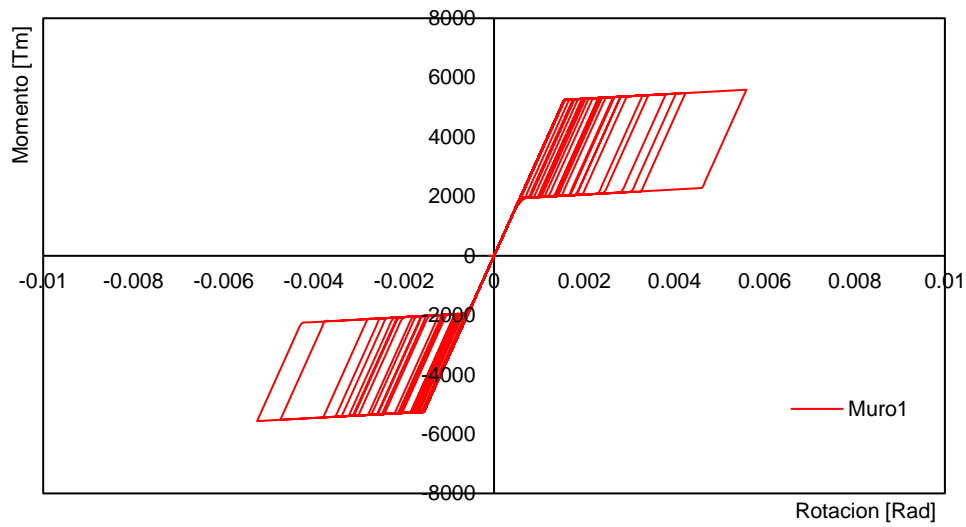
**Figura 8.51** - Envoltura de corte en columna interior.

### 8.3.2.2.5 Reglas de Histéresis

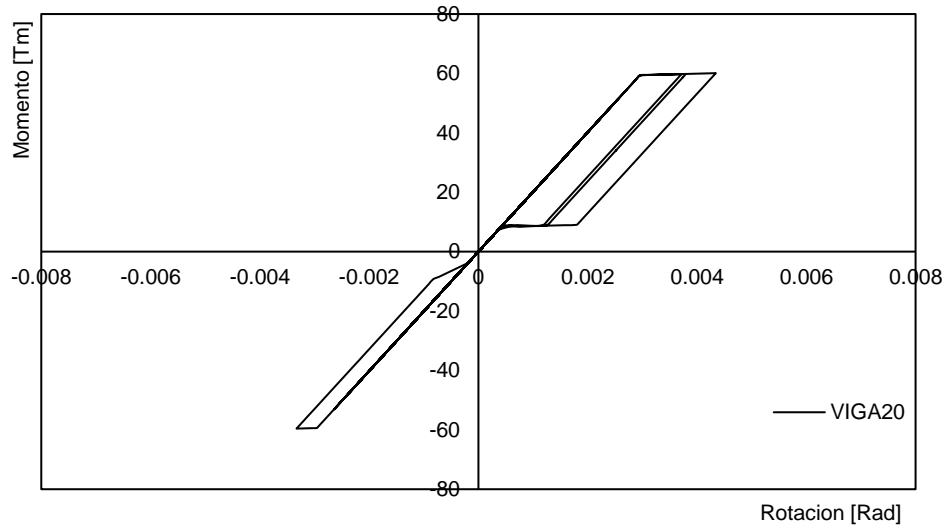
En las **Figura 8.52** a **Figura 8.61** se presentan las curvas de histéresis momento – rotación, obtenidas para la sección en la base de un muro tipo y de una viga cualquiera ubicada en el vano central del marco para los cinco registros. Los gráficos muestran que no se excede la rotación de diseño de 0.02 (rad) o 2% en los elementos, las columnas presentan incursiones en el rango inelástico.



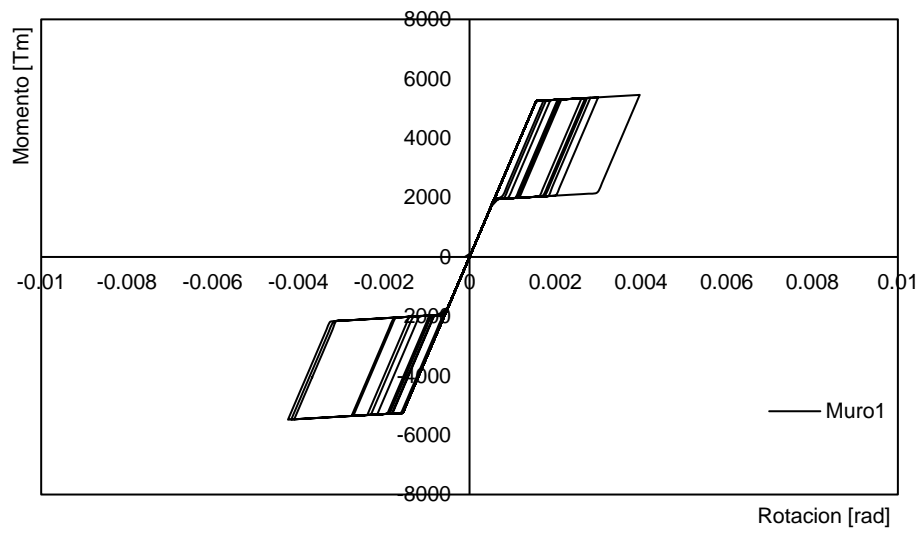
**Figura 8.52** - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Viña del Mar.



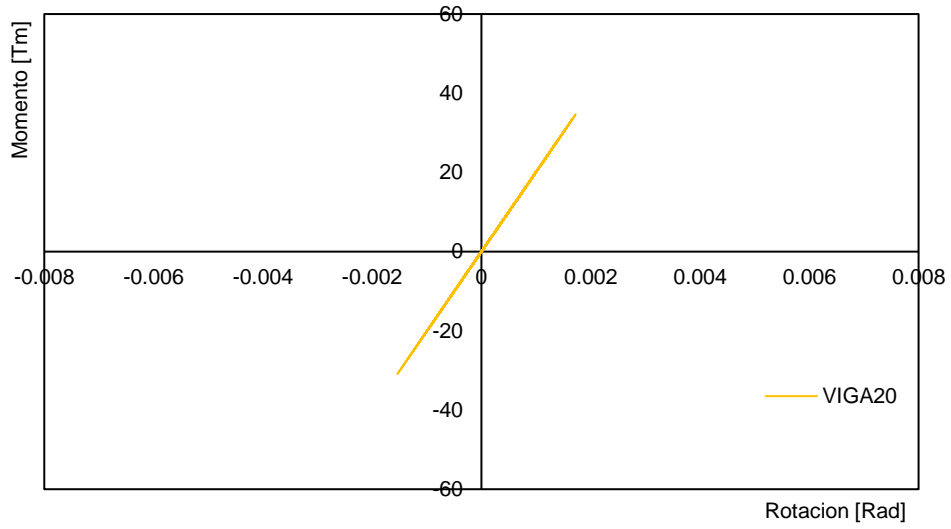
**Figura 8.53** - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Viña del Mar.



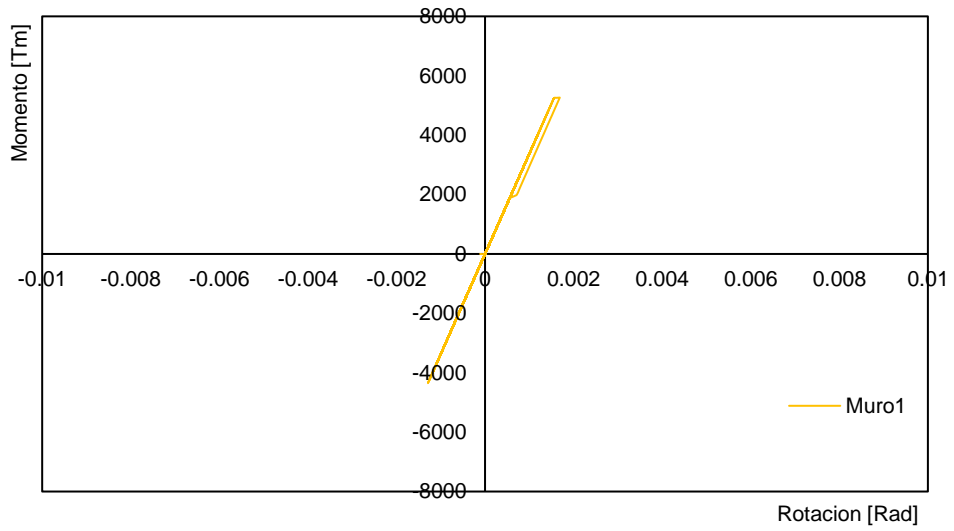
**Figura 8.54** - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Llolleo.



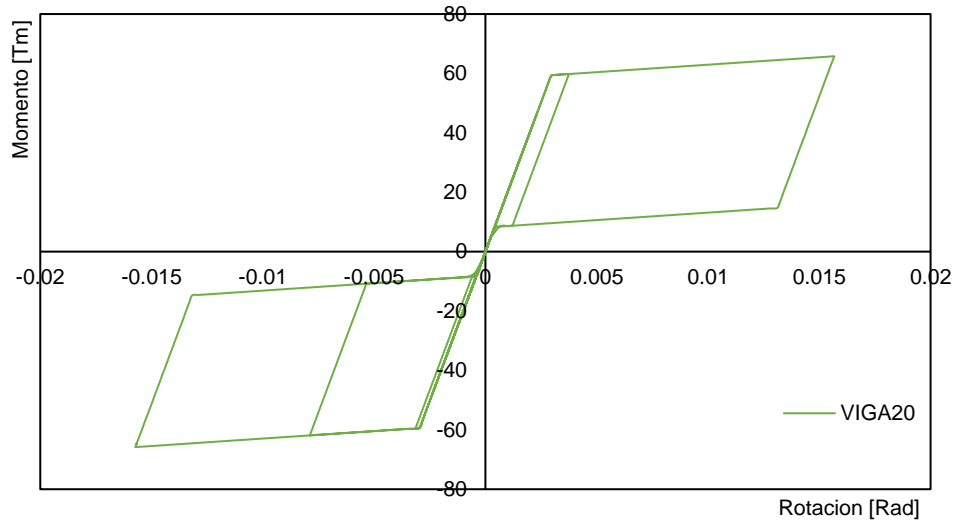
**Figura 8.55** - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Llolleo.



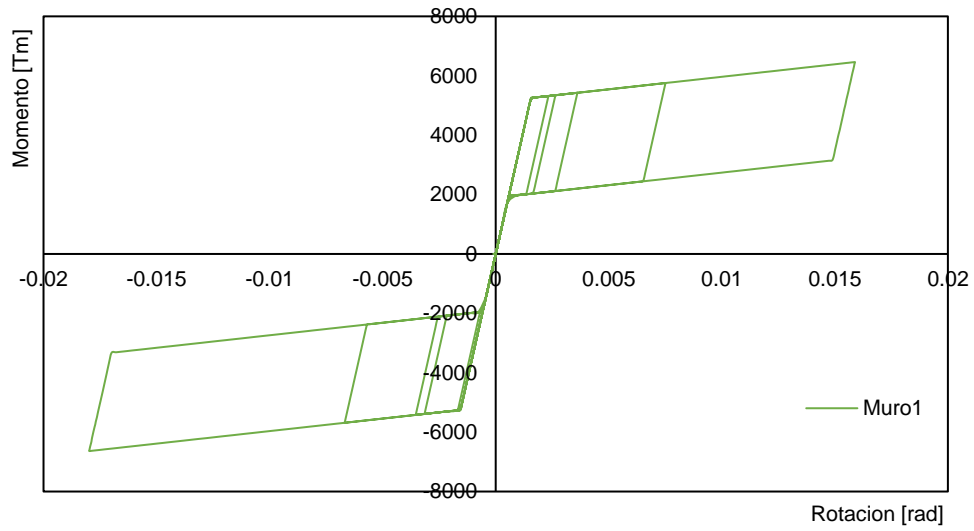
**Figura 8.56** - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Concepción.



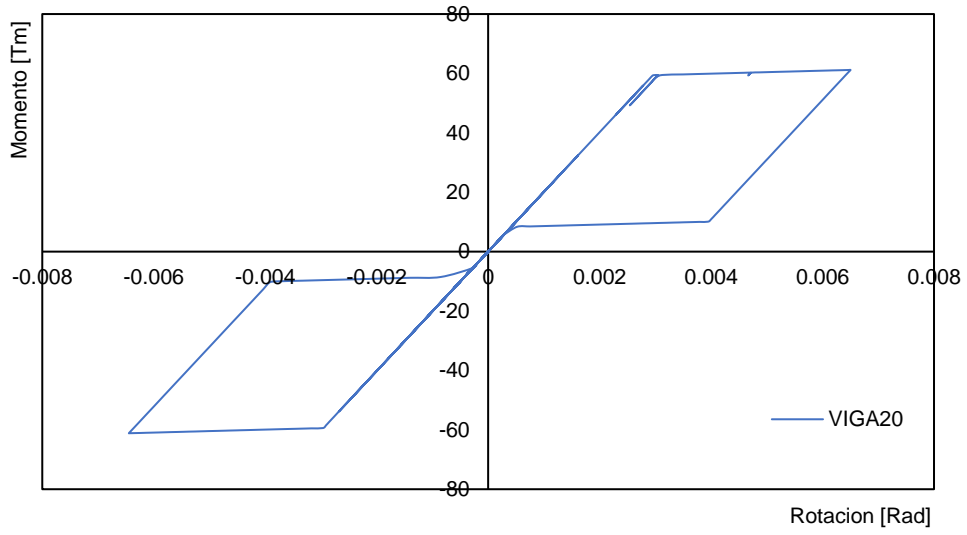
**Figura 8.57** - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Concepción.



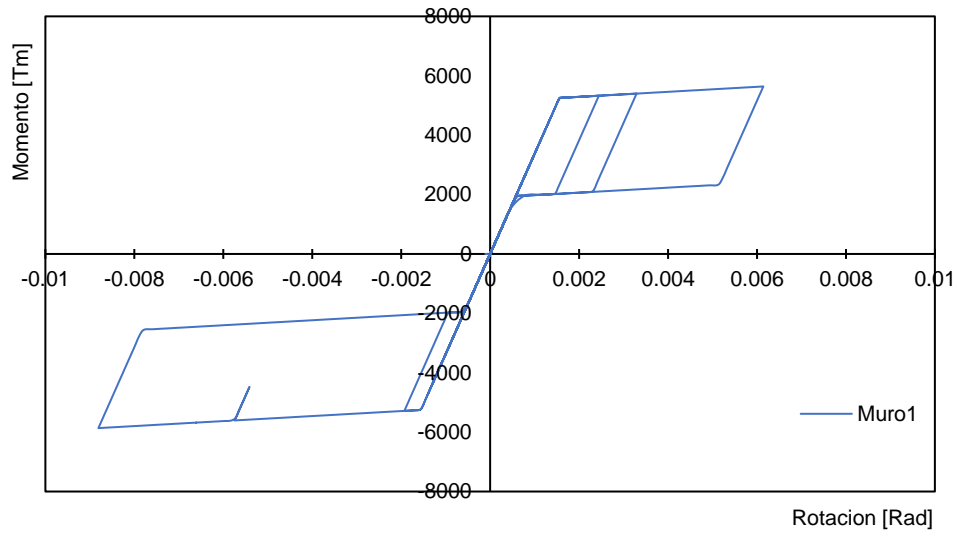
**Figura 8.58** - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Christchurch.



**Figura 8.59** - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Christchurch.



**Figura 8.60** - Curva Momento - Rotación Viga, Registro Sylmar.



**Figura 8.61** - Curva Momento - Rotación Muro, Registro Sylmar.

# CAPITULO IX

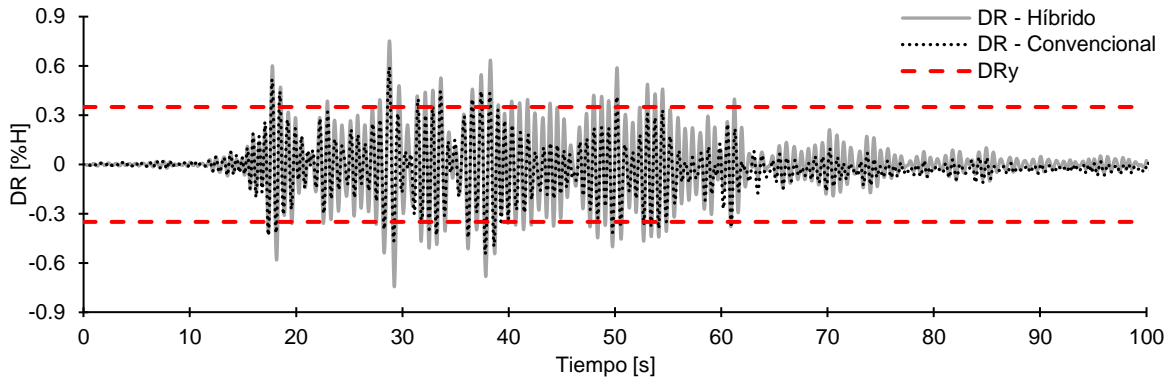
## 9. Comparación Resultados Análisis No-Lineal Dinámico

En este capítulo se presentan comparaciones de los resultados del análisis no lineal dinámico para cada registro sísmico definido en el capítulo 8, de la estructura convencional y la estructura híbrida. En este capítulo es posible observar cómo difiere la respuesta sísmica en los sistemas, tanto a nivel de demandas globales como demandas locales en los elementos.

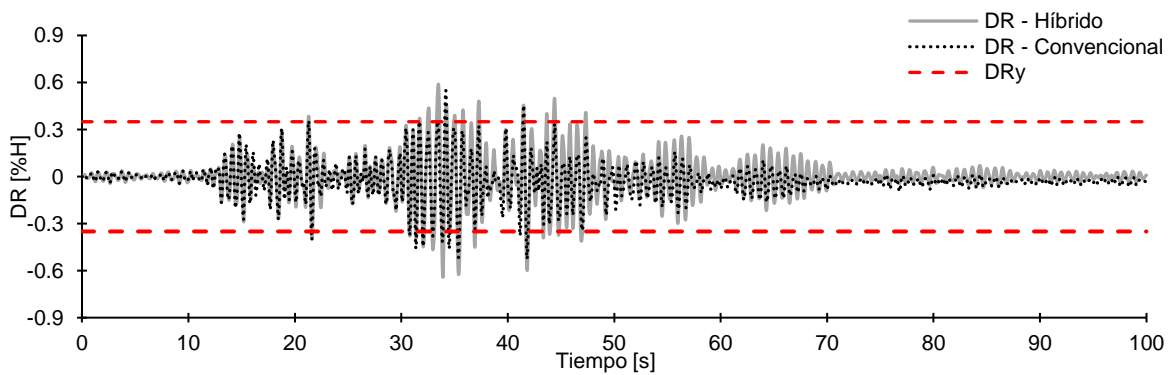
### 9.1. Demandas Globales

#### 9.1.1. Comparación Desplazamientos de Techo en el Tiempo

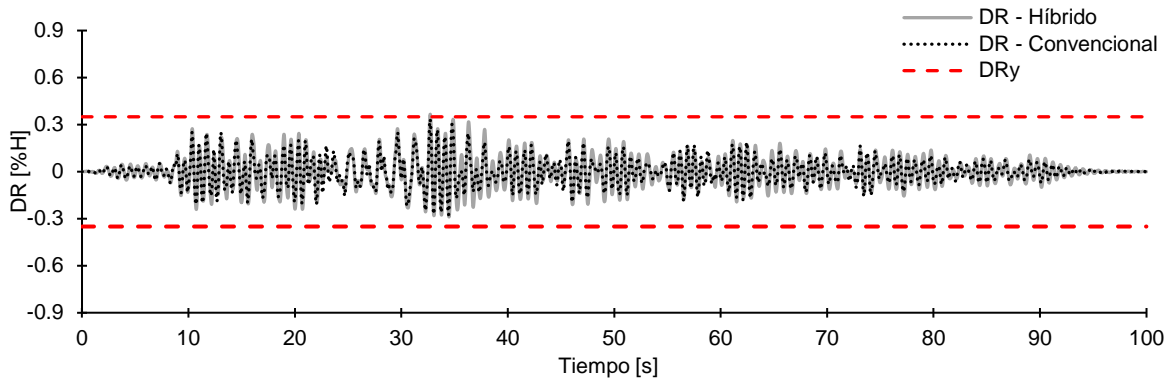
En la **Figura 9.1** a **Figura 9.5** se presentan las historias de desplazamiento de techo en el tiempo para el sistema convencional y el sistema híbrido. Se grafican junto al DRy que según el análisis incremental pushover, el valor es similar para ambos sistemas.



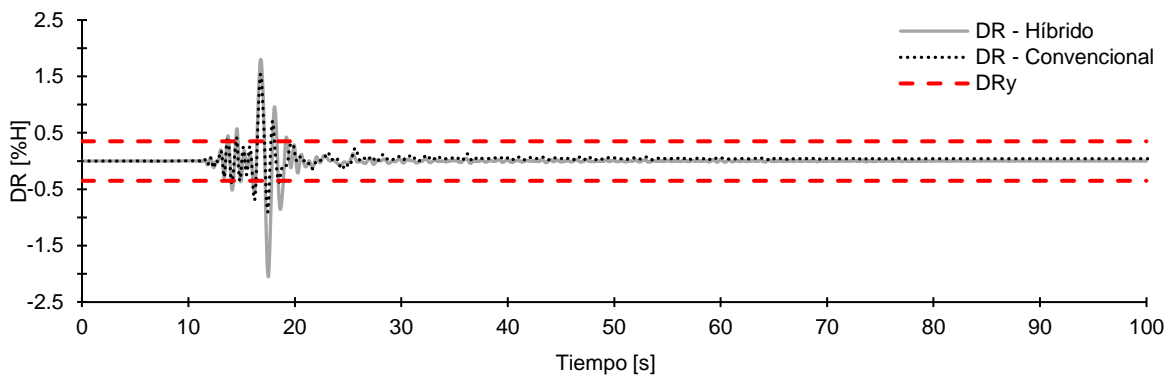
**Figura 9.1** - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Viña del Mar.



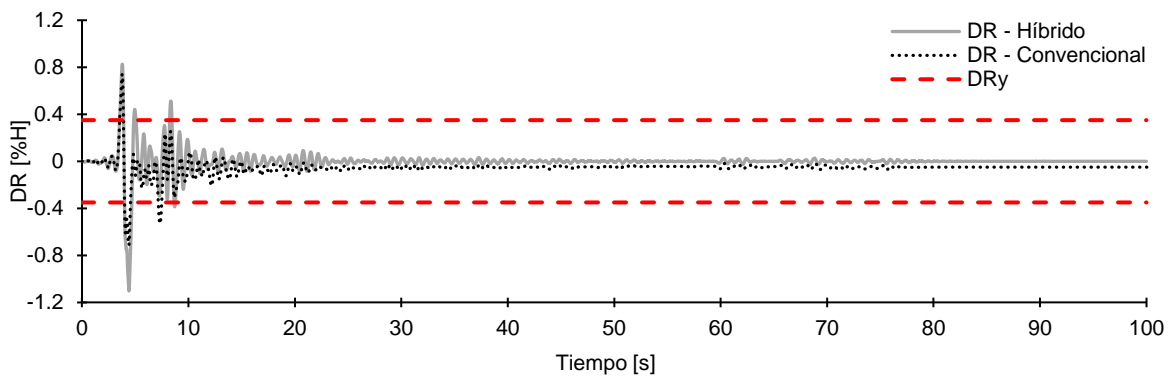
**Figura 9.2** - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Lillole.



**Figura 9.3** - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Concepción.



**Figura 9.4** - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Christchurch.



**Figura 9.5** - Comparación desplazamiento de techo en el tiempo, Registro Sylmar.

Cabe recordar que la estructura híbrida fue diseñada para alcanzar una distorsión global del 2% siendo aproximadamente tres veces superior al valor  $\delta_u$  que dispone la norma Nch433 para el diseño de los elementos de hormigón armado.

En los gráficos es posible apreciar que hay un incremento en los desplazamientos relativos en el tiempo del sistema híbrido en comparación al sistema convencional y, en consecuencia, existe

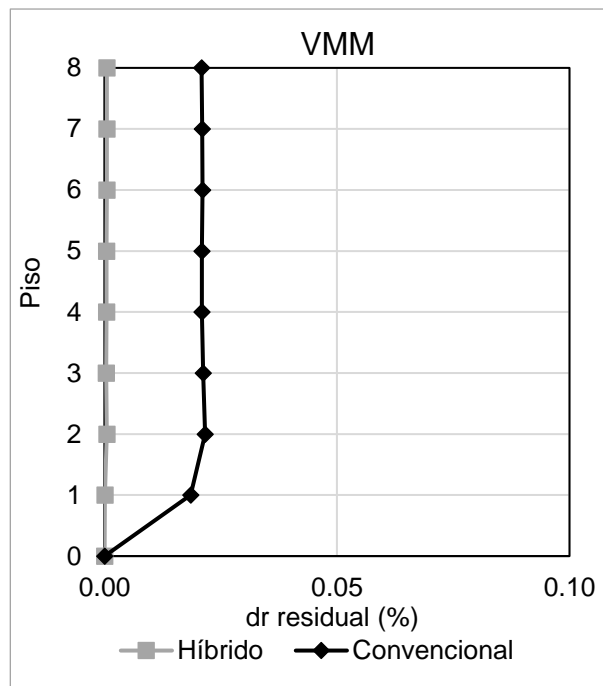
un aumento en los valores de la distorsión global (DR) y a su vez un aumento en los instantes en los que se supera el desplazamiento de fluencia. Lo anterior se ve reflejado en la demanda global en la **Tabla 9.1** donde se muestran los valores máximos de cada sistema por registro sísmico.

**Tabla 9.1** - Comparación demandas de desplazamiento global.

REGISTRO	Híbrido		Convencional	
	DR <sub>max</sub>	$\mu_e^{\max}$	DR <sub>max</sub>	$\mu_e^{\max}$
VMM	0.75	2.1	0.59	1.7
LLOL	0.59	1.7	0.55	1.6
CCC	0.37	1.0	0.33	-
CHCH	2.05	5.9	1.54	4.4
SYL	1.10	3.2	0.74	2.1

### 9.1.2. Comparación Deformaciones Residuales

Las **Figura 9.6** a **Figura 9.10** muestran los desplazamientos residuales de la estructura híbrida y la estructura tradicional normalizados por la altura de entrepiso (dr) por cada registro sísmico.



**Figura 9.6** - Comparación desplazamientos residuales, registro Viña del Mar.

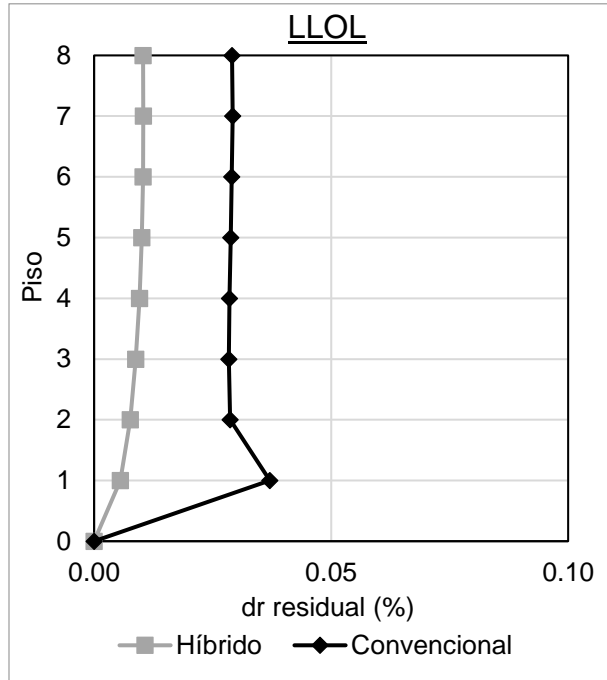


Figura 9.7 - Comparación desplazamientos residuales, registro Lolloe.

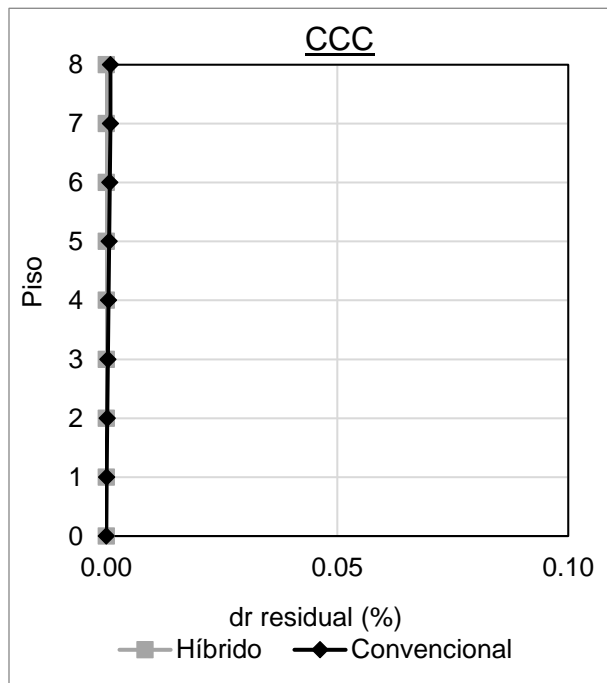


Figura 9.8 - Comparación desplazamientos residuales, registro Concepción.

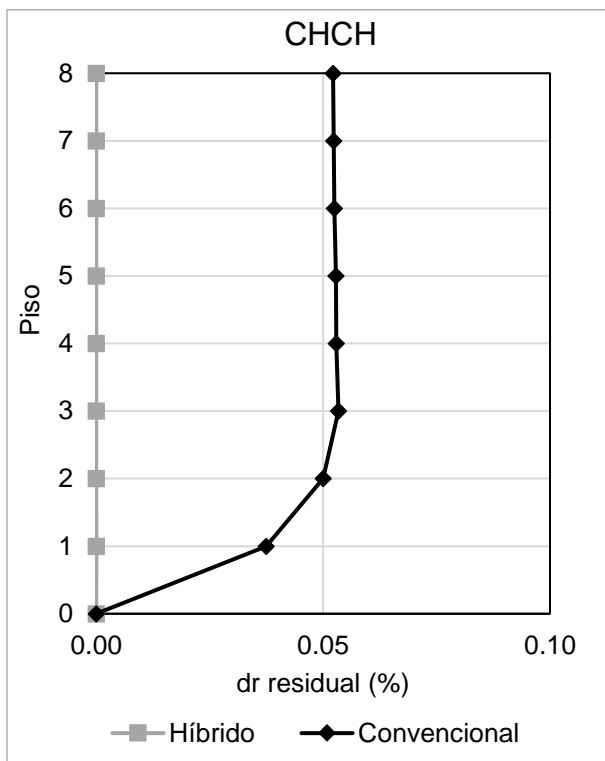


Figura 9.9 - Comparación desplazamientos residuales, registro Christchurch.

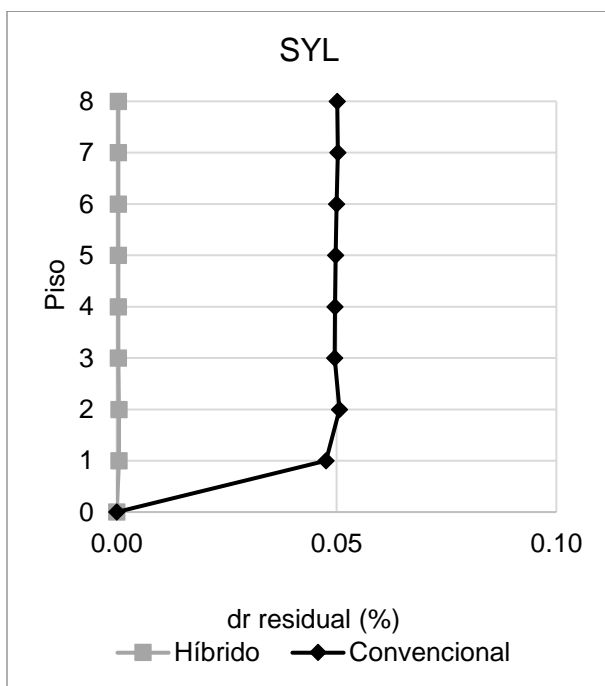


Figura 9.10 - Comparación desplazamientos residuales, registro Sylmar.

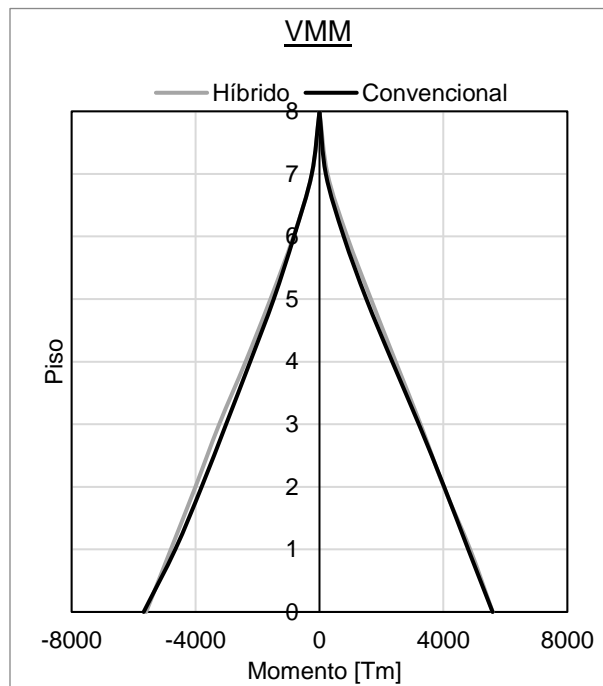
Para todos los registros sísmicos, el sistema híbrido muestra desplazamientos residuales menores que el sistema convencional excepto para el registro de Concepción en el cual ninguno de los sistemas presenta deformaciones remanentes importantes. Como se puede apreciar en las figuras, los desplazamientos residuales en la estructura híbrida no superan un drift/h del 0.01% siendo este el máximo valor alcanzado para el registro de Llole.

Es destacable la respuesta ante los registros extranjeros del sistema híbrido, a pesar de que alcanza desplazamientos en el tiempo mayores, las deformaciones remanentes son casi nulas. Esto refleja completamente el efecto del auto-centrado que proporcionan las vigas y los muros.

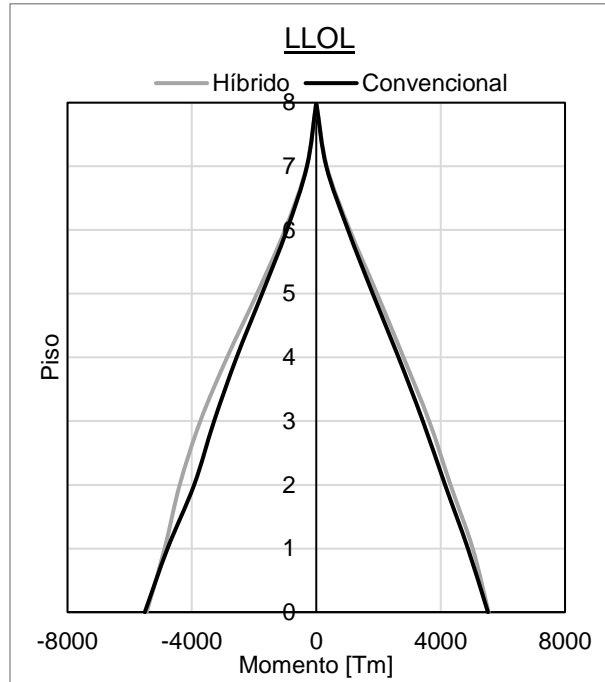
## 9.2. Demandas Locales

### 9.2.1. Comparación Envolvente de Momento en Muro

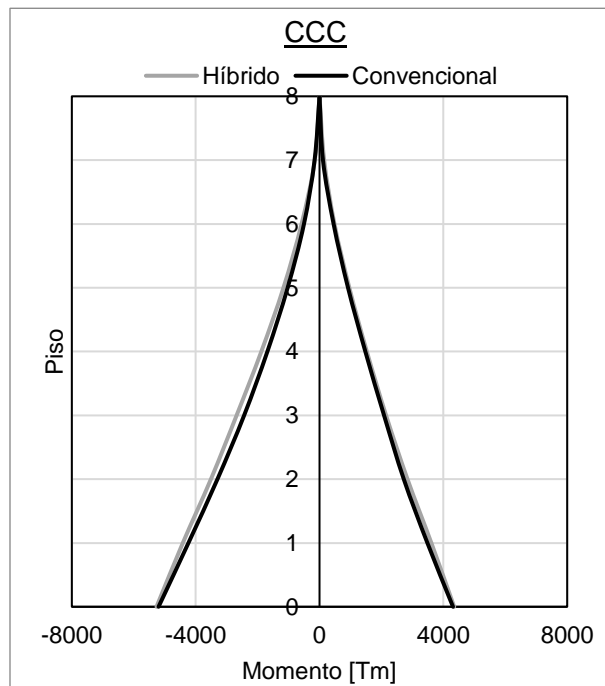
En las **Figura 9.11** a **Figura 9.15** se presenta la envolvente de momento para cada registro sísmico para un muro tipo en el sistema híbrido y un muro en el sistema convencional.



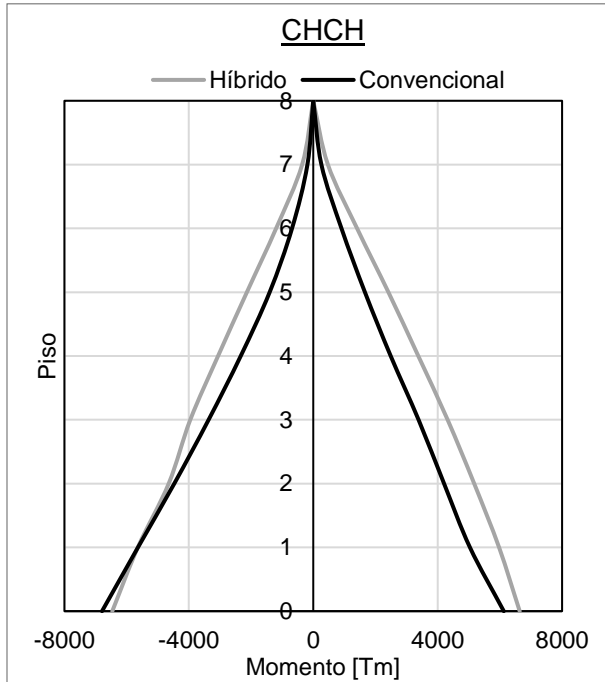
**Figura 9.11** - Comparación demanda de momento en muro, registro Viña del Mar.



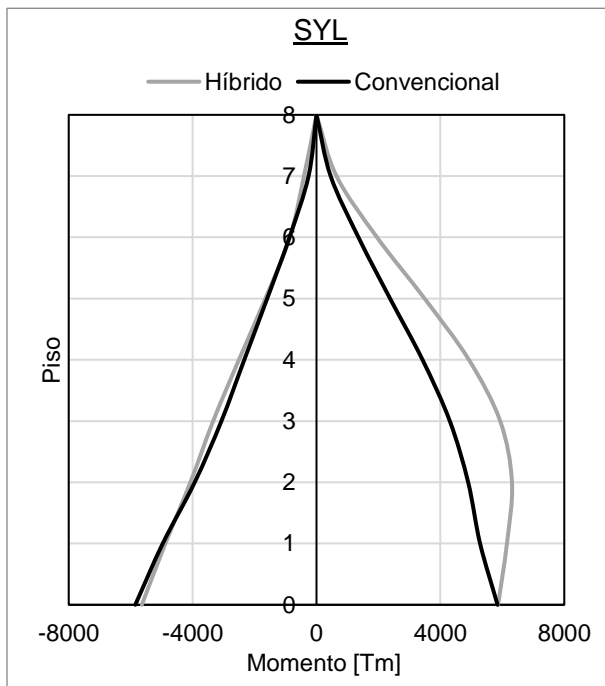
**Figura 9.12** - Comparación demanda de momento en muro, registro de Llole.



**Figura 9.13** -Comparación demanda de momento en muro, registro de Concepción.



**Figura 9.14** - Comparación demanda de momento en muro, registro Christchurch.

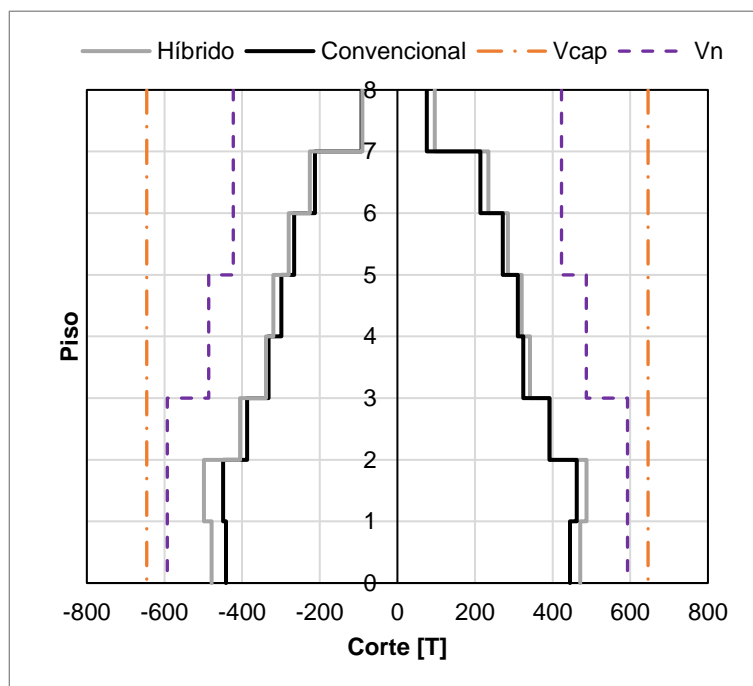


**Figura 9.15** - Comparación demanda de momento en muro, registro Sylmar.

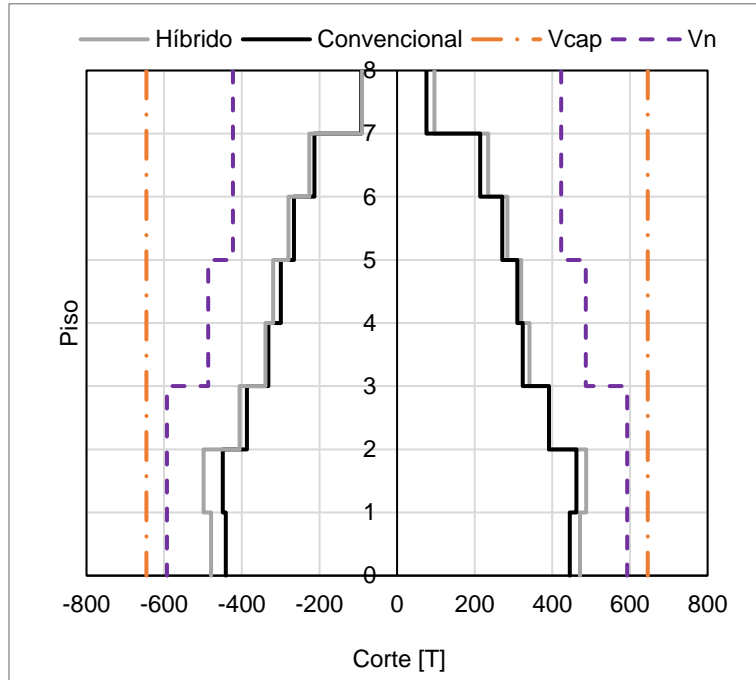
En las figuras, se observa un comportamiento similar en las demandas máximas de momento en el caso de los registros chilenos, el caso contrario ocurre con los registros extranjeros Sylmar y Christchurch que se aprecia un aumento de la demanda en pisos superiores. Pero como se vio en el capítulo 8.3, el muro híbrido posee mejor comportamiento ante los eventos sísmicos, donde la resistencia a momento es superada en la base del muro solamente por el terremoto de Christchurch. El muro convencional alcanza o supera su resistencia nominal a momento en la base en cada registro sísmico.

### 9.2.2. Comparación Envolvente de Corte en Muro

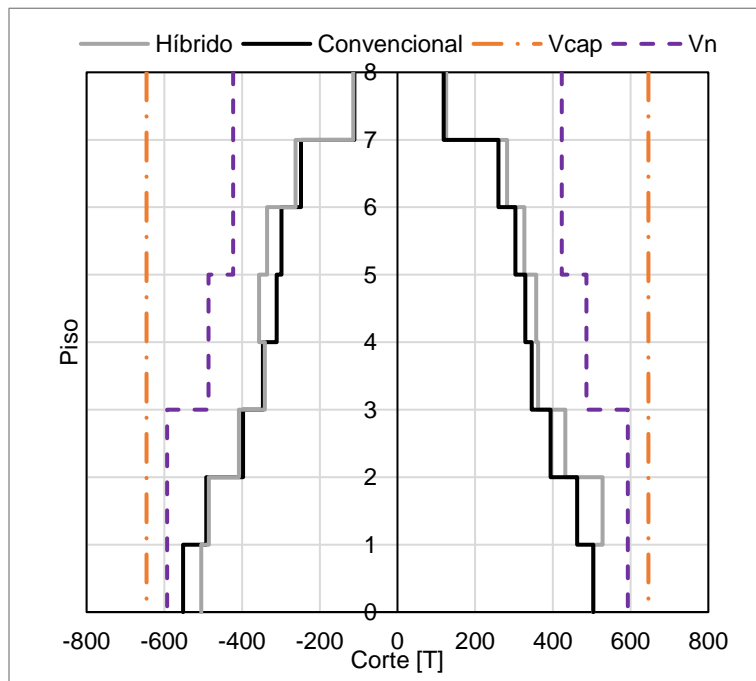
A continuación, en la **Figura 9.16** a **Figura 9.20**, se presenta la comparación de la demanda de corte en un muro híbrido y un muro convencional para cada registro sísmico. Además, se grafica la resistencia a corte suministrada según las normas chilenas ( $V_n$ ) y la resistencia nominal a corte diseñado por capacidad ( $V_{cap}$ ) obtenida por la norma NZS.



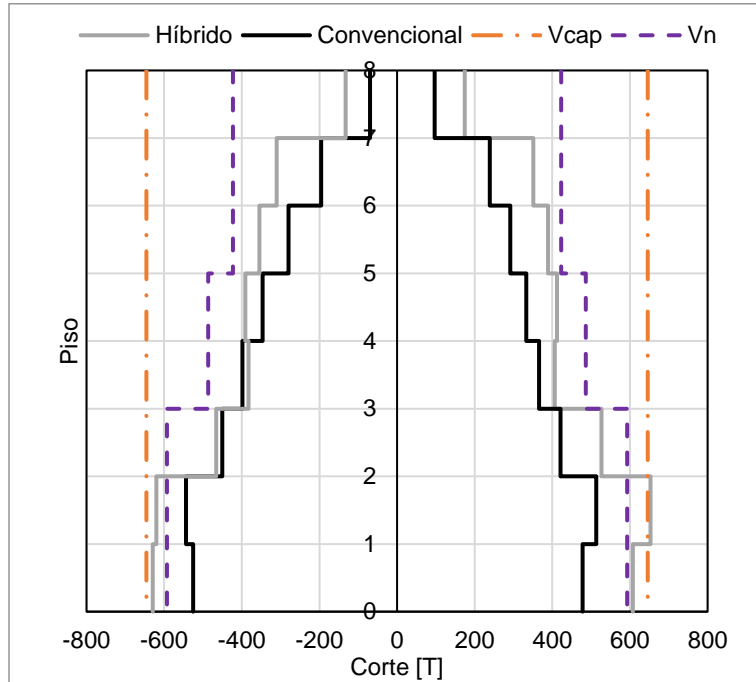
**Figura 9.16** - Comparación demanda de corte en muro, registro de Concepción.



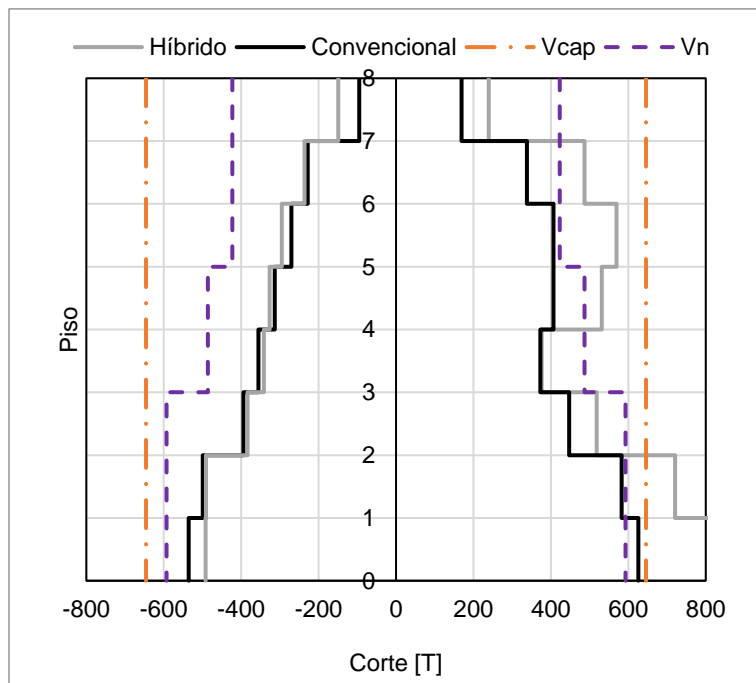
**Figura 9.17** - Comparación demanda de corte en muro, registro Viña del Mar.



**Figura 9.18** - Comparación demanda de corte en muro, registro Lolleo.



**Figura 9.19** - Comparación demanda de corte en muro, registro de Christchurch.

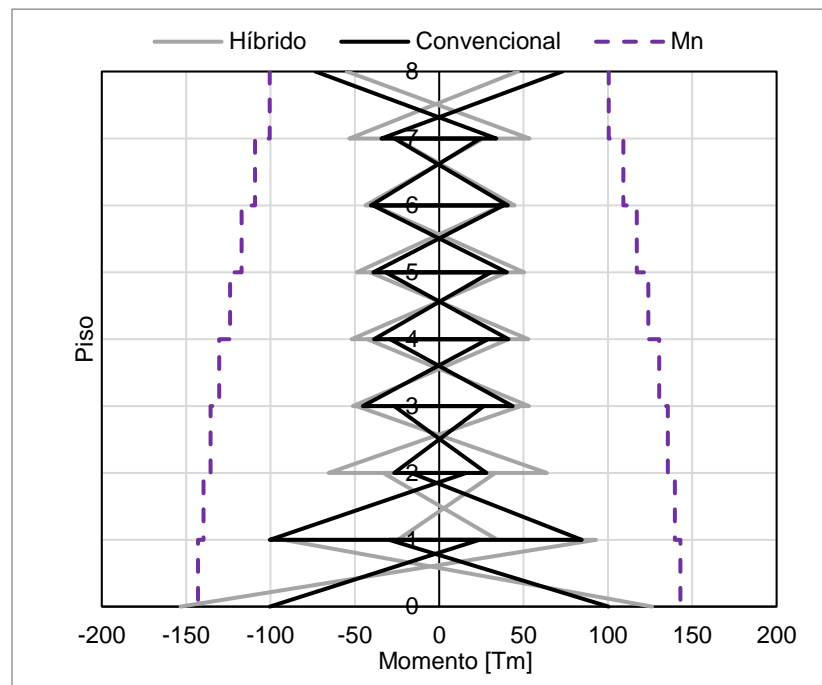


**Figura 9.20** - Comparación demanda de corte en muro, registro Sylmar.

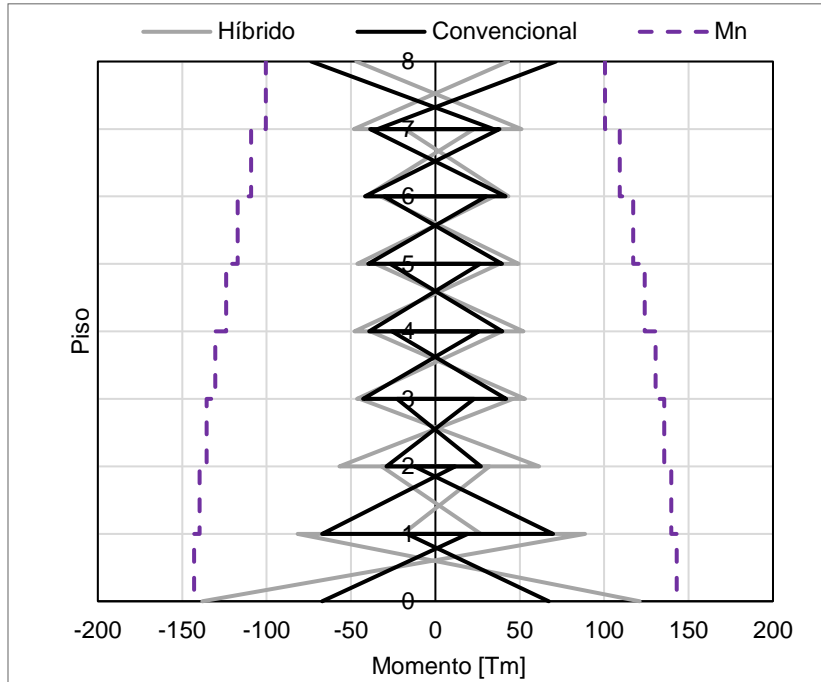
En las figuras se aprecia que los esfuerzos de corte oscilan entre 400 – 550 [T], siendo en algunos casos mayor que la resistencia a corte calculada según la ACI318-08 para el caso de los muros monolíticos o convencionales. Por otra parte, en el muro híbrido su resistencia a corte (diseño por capacidad) es solo excedida para el registro de Sylmar en el primer piso, mostrando una resistencia bastante conservadora ante el aumento de los esfuerzos de corte tanto en la base como en los pisos superiores.

### 9.2.3. Comparación Envolvente de Momento en Columna

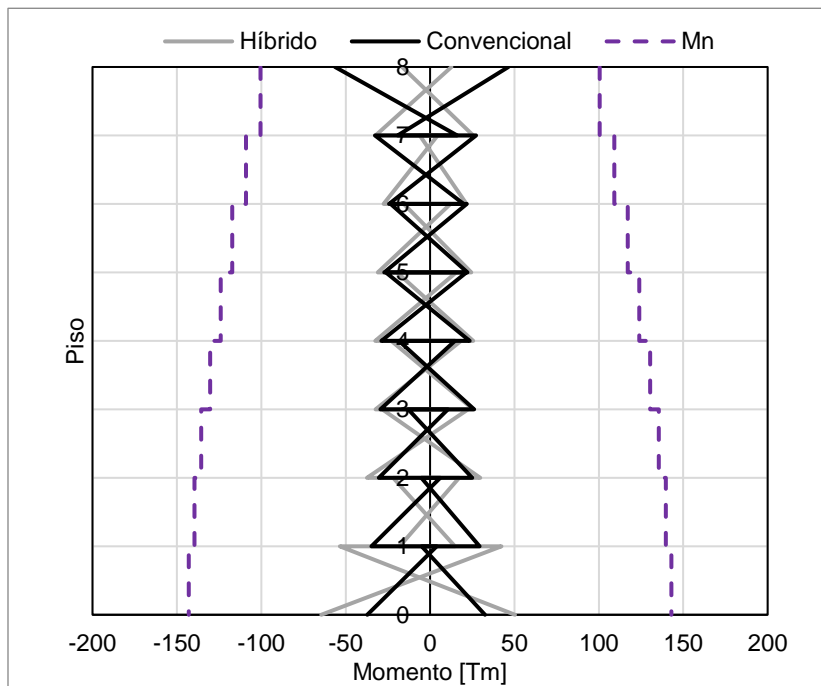
En las **Figuras 9.21 a 9.25** se presenta la envolvente de momento para una de las columnas interiores del marco (más solicitadas) para cada registro sísmico, en el caso convencional y cuando forman parte del marco híbrido. Además, se grafica la resistencia nominal a flexión que se obtuvo desde el diagrama de interacción según las cargas de servicio por piso.



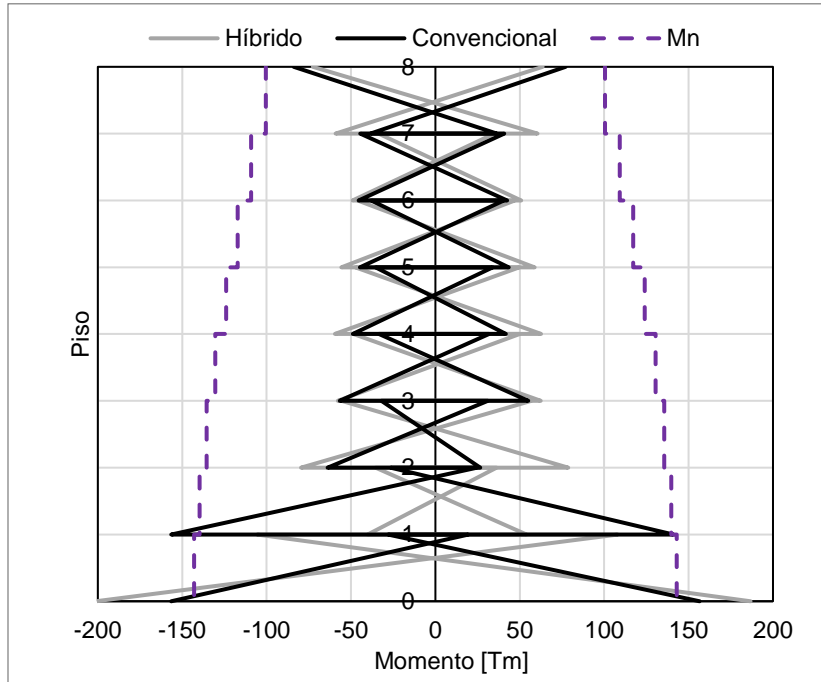
**Figura 9.21** - Comparación demanda de momento columna, registro Viña del Mar.



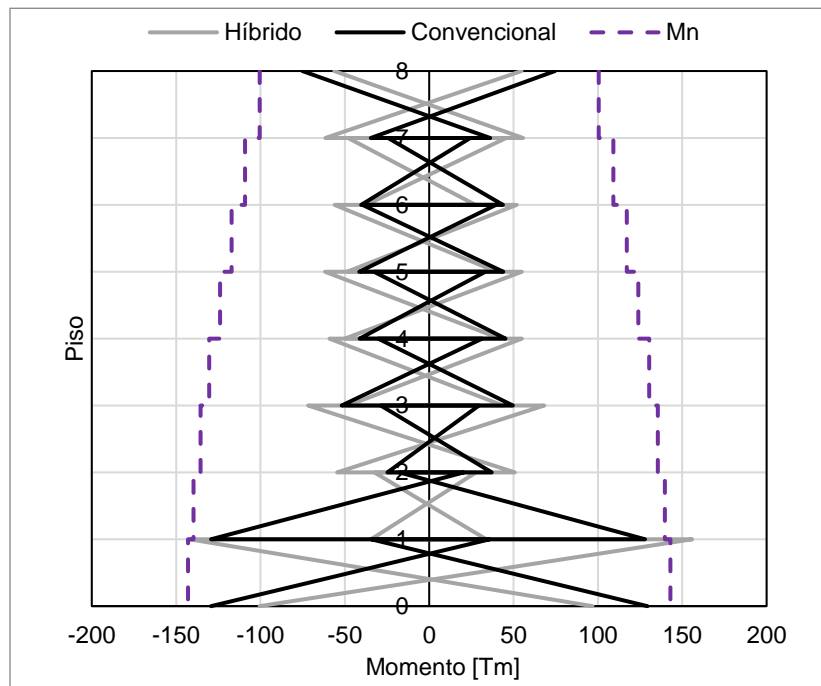
**Figura 9.22** - Comparación demanda de momento columna, registro Lolloe.



**Figura 9.23** - Comparación demanda de momento columna, registro Concepción.



**Figura 9.24** - Comparación demanda de momento columna, registro Christchurch.

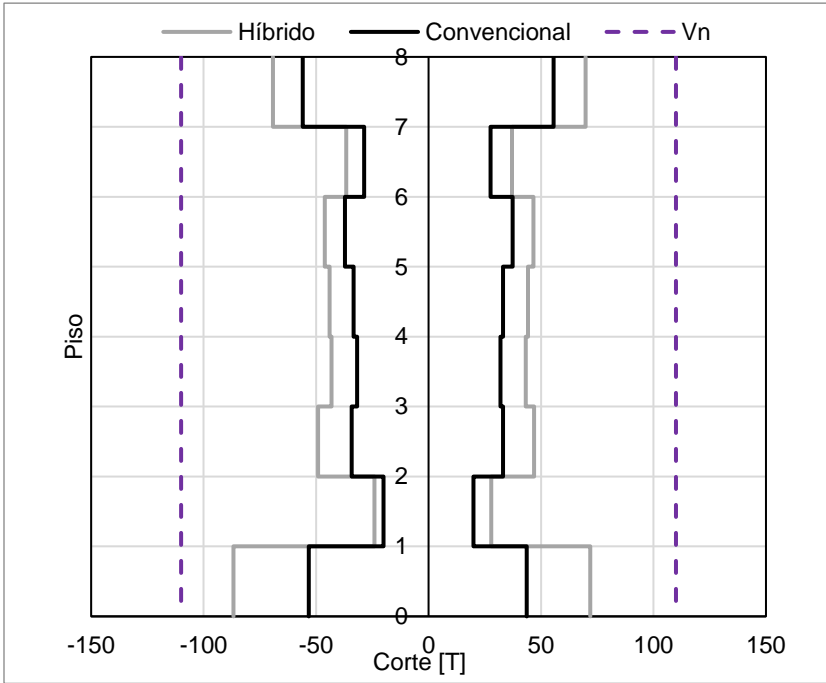


**Figura 9.25** -Comparación demanda de momento columna, registro Sylmar.

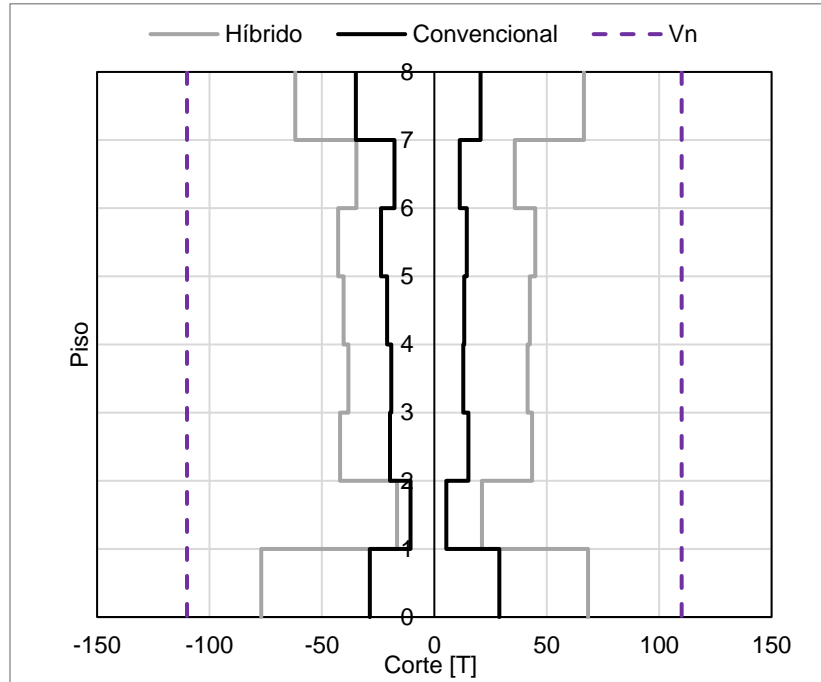
Como se observó mediante los análisis incrementales para ambos sistemas, los muros son los que controlan la respuesta del sistema en general por lo que las columnas no tienen altas demandas de momento por lo menos para los registros chilenos. En las figuras anteriores se observa un aumento de los momentos solo a nivel basal cuando las columnas forman parte de un sistema híbrido. Al contrario, en un sistema convencional, las demandas de momento son mayores en los pisos inferiores que en el sistema híbrido. La resistencia a flexión de las columnas es sobrepasada en ambos sistemas para los registros extranjeros.

**9.2.4. Comparación Envolvente de Corte en Columna**

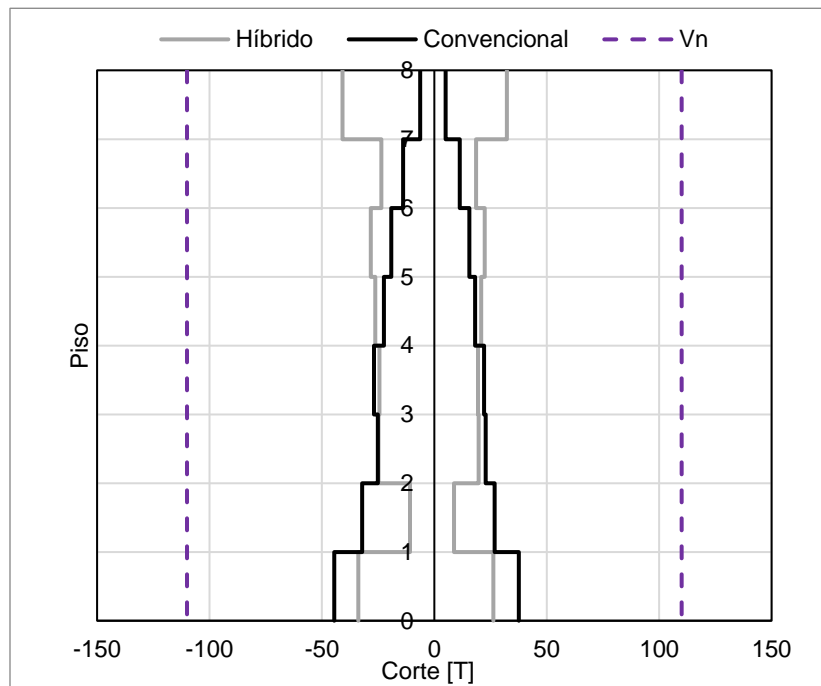
A continuación, en la **Figura 9.26** a **Figura 9.30** se presenta la demanda de corte en una de las columnas interiores para el sistema híbrido y el sistema convencional, se presenta también la resistencia nominal suministrada por el diseño por capacidad realizado en el capítulo 4.2.2.



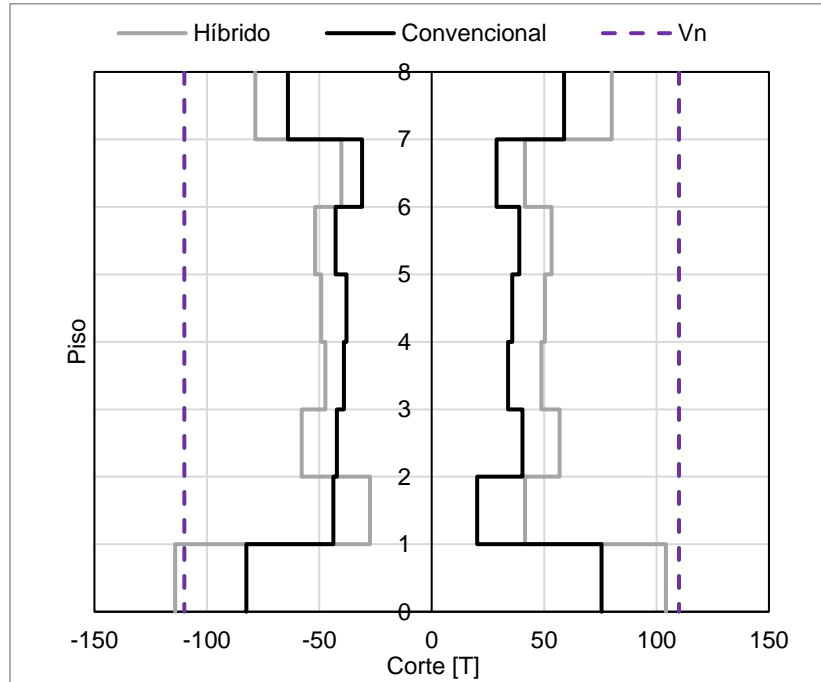
**Figura 9.26** - Comparación demanda de corte en columna, registro Viña del Mar.



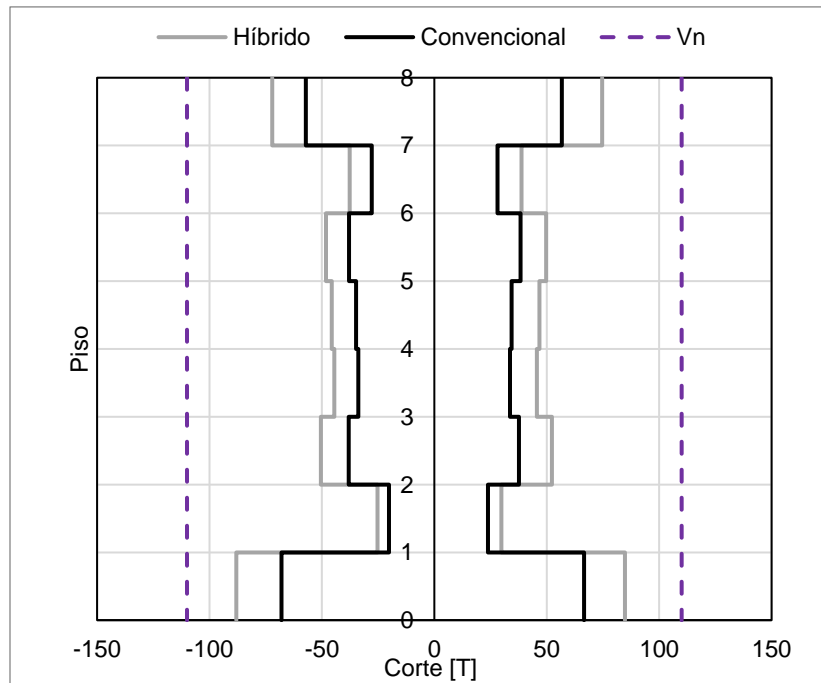
**Figura 9.27** - Comparación demanda de corte en columna, registro Lolloe.



**Figura 9.28** - Comparación demanda de corte en columna, registro Concepción.



**Figura 9.29** - Comparación demanda de corte en columna, registro Christchurch.



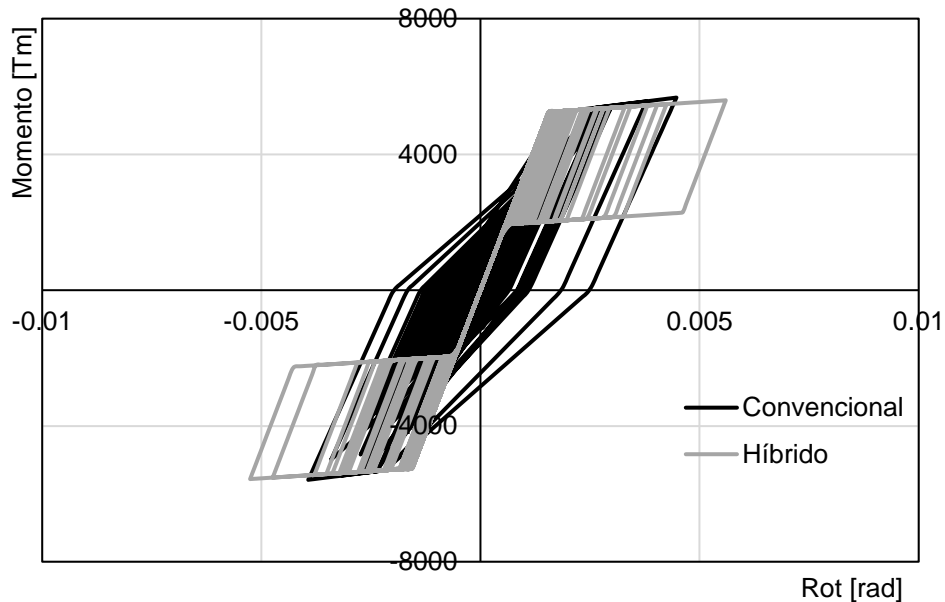
**Figura 9.30** - Comparación demanda de corte en columna, registro Sylmar.

Como se mencionó anteriormente, hay un aumento de esfuerzos en el marco específicamente de las columnas cuando este son parte de un sistema híbrido. Sin embargo, las demandas de corte no exceden la resistencia suministrada mediante el diseño por capacidad calculada en el capítulo 4.2.2.2 de este documento.

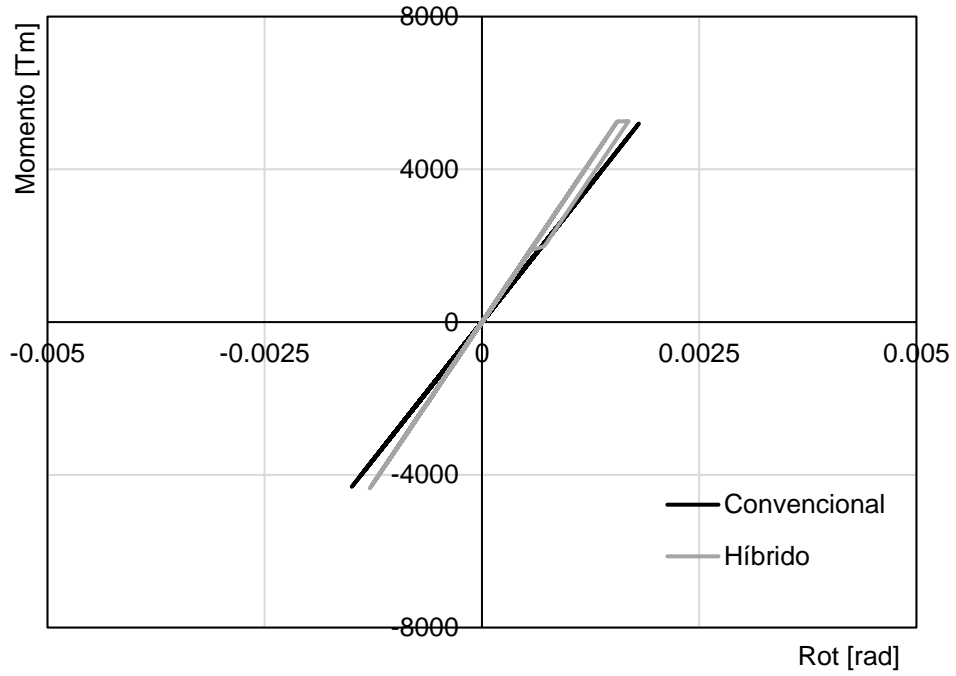
### 9.2.5. Comparación Curvas de Histéresis

Para comparar las curvas de histéresis obtenidas por el análisis dinámico, se calculó la rotación equivalente de los elementos tradicionales o convencionales mediante la expresión  $\theta = \varphi \cdot l_p$ , donde  $l_p$  es la longitud de la rótula plástica definida para cada elemento en el punto 7.2.5 de este documento y  $\varphi$  es la curvatura obtenida. Así, es posible comparar la respuesta de ambos sistemas para vigas y muros.

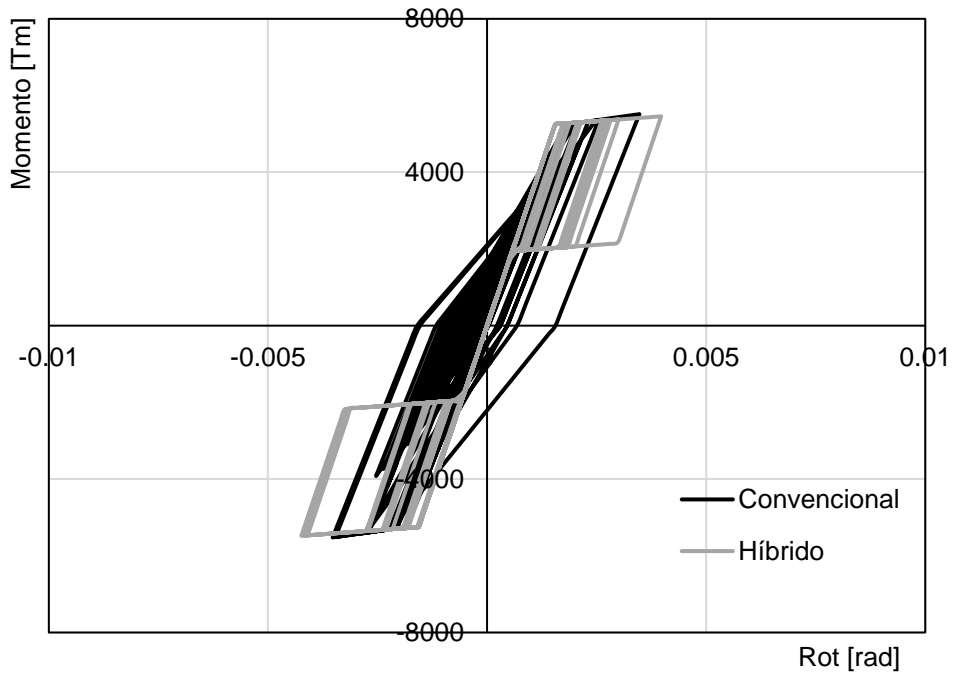
Desde la **Figura 9.31** a **Figura 9.40** se presenta la comparación de las curvas momento - rotación de la base de un muro y de una viga cualquiera en el vano central del marco para cada registro sísmico. De la **Figura 9.41** a **Figura 9.45** se muestra la comparación de las curvas momento - curvatura de la base de una de las columnas interiores (Col89) del marco.



**Figura 9.31** - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Viña del Mar.



**Figura 9.32** - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Concepción.



**Figura 9.33** - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Lolleo.

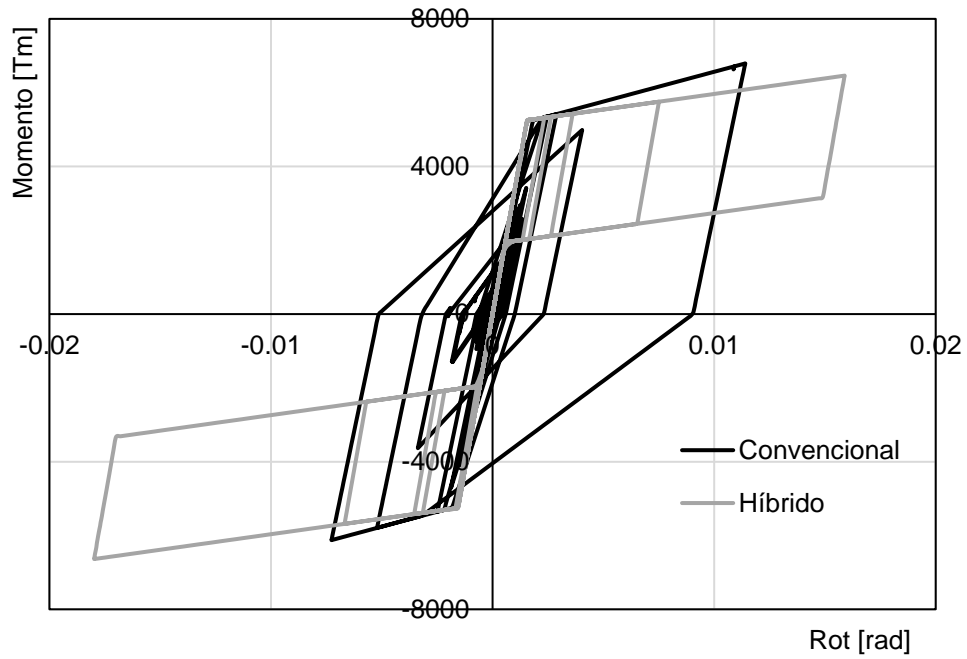


Figura 9.34 - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Christchurch.

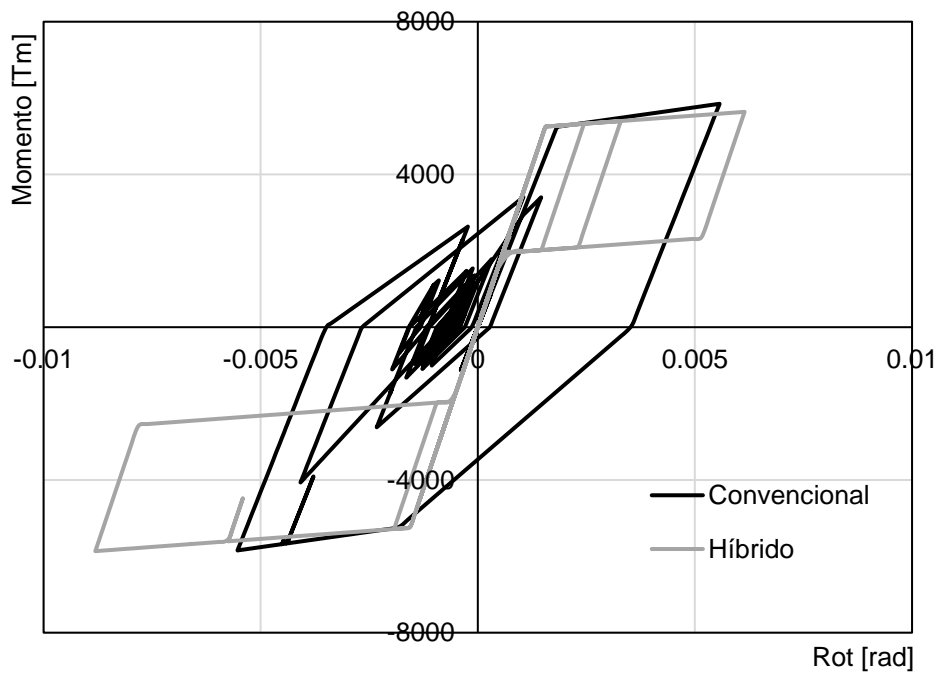
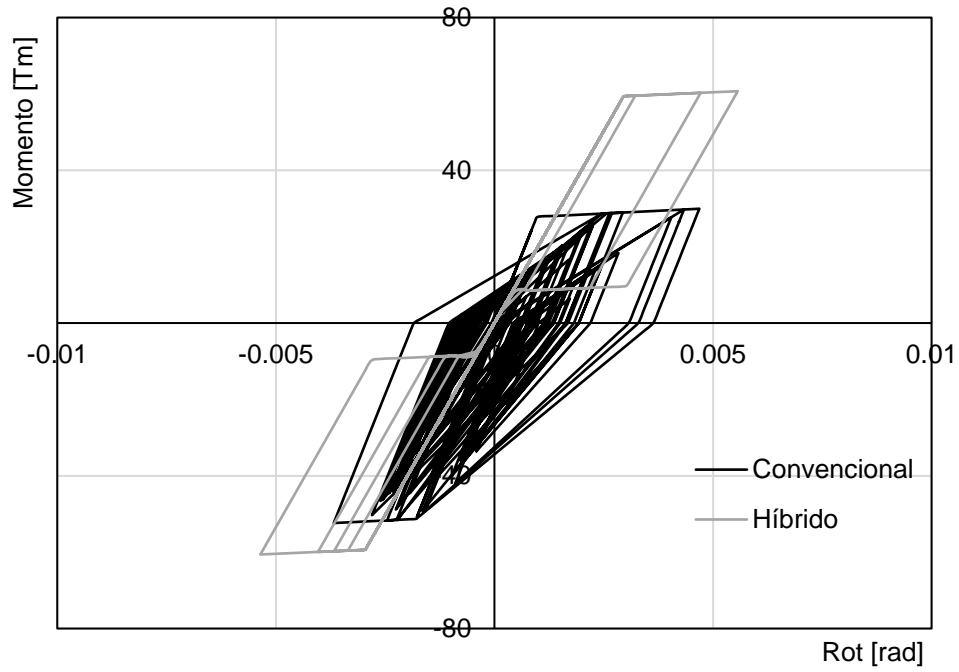
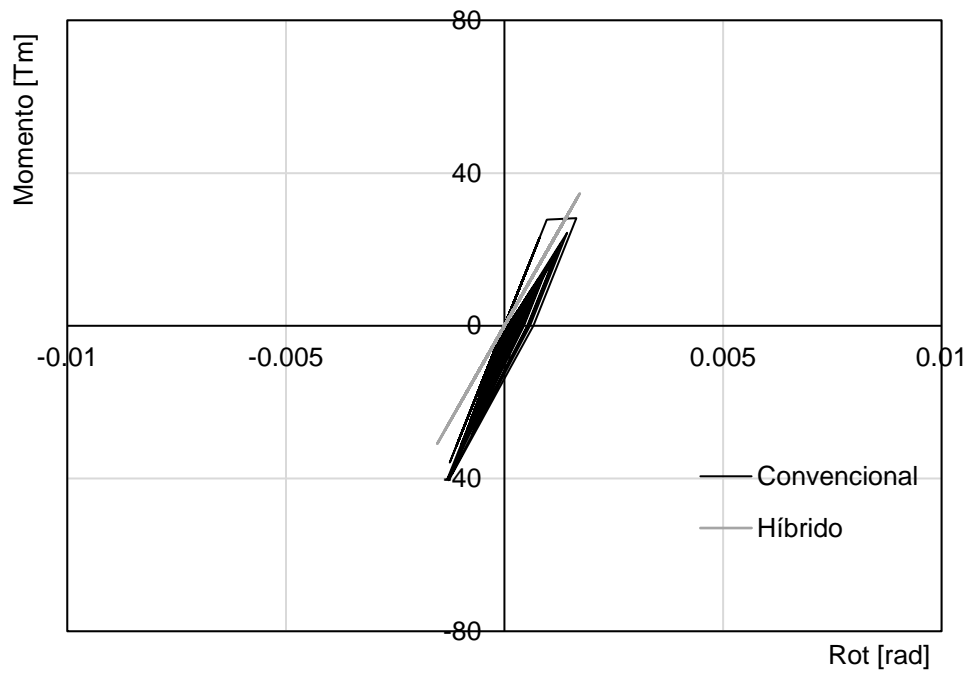


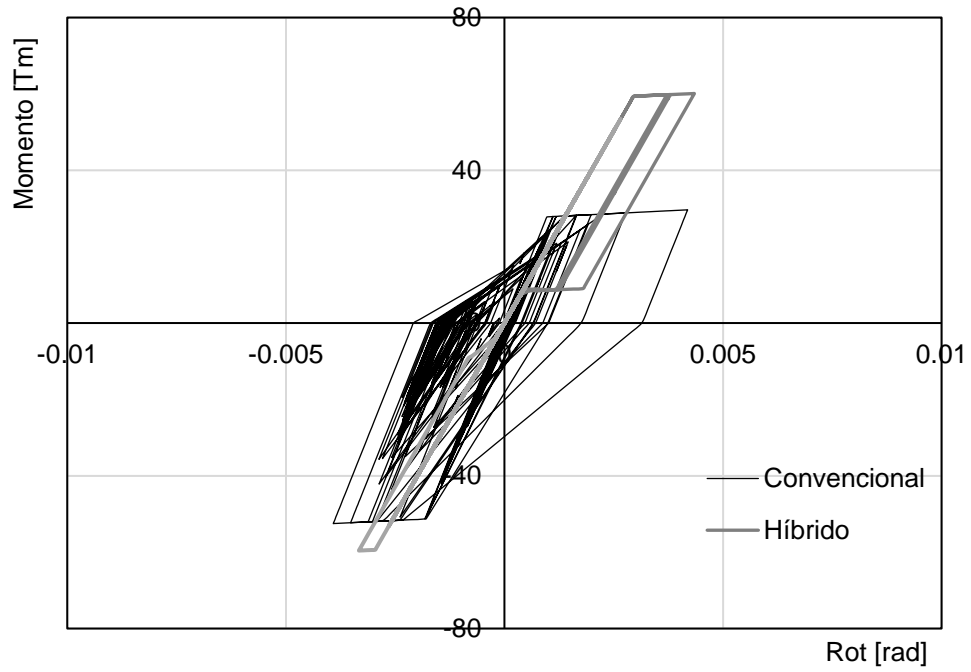
Figura 9.35 - Comparación Momento – Rotación Muro, registro Sylmar.



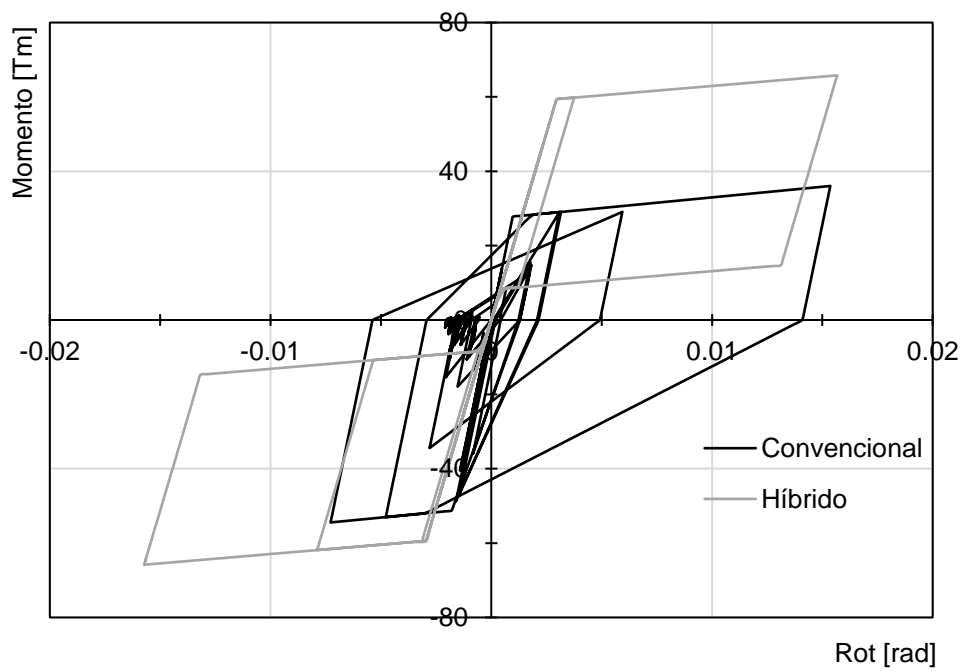
**Figura 9.36** - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Viña del Mar.



**Figura 9.37** - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Concepción.



**Figura 9.38** - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Lolleo.



**Figura 9.39** - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Christchurch.

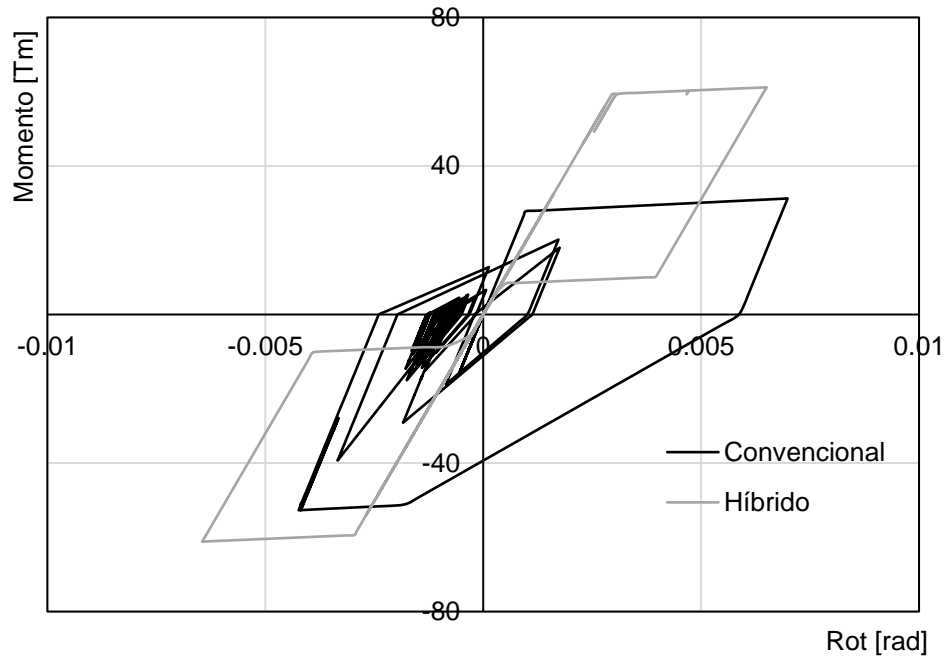


Figura 9.40 - Comparación Momento – Rotación Viga, registro Sylmar.

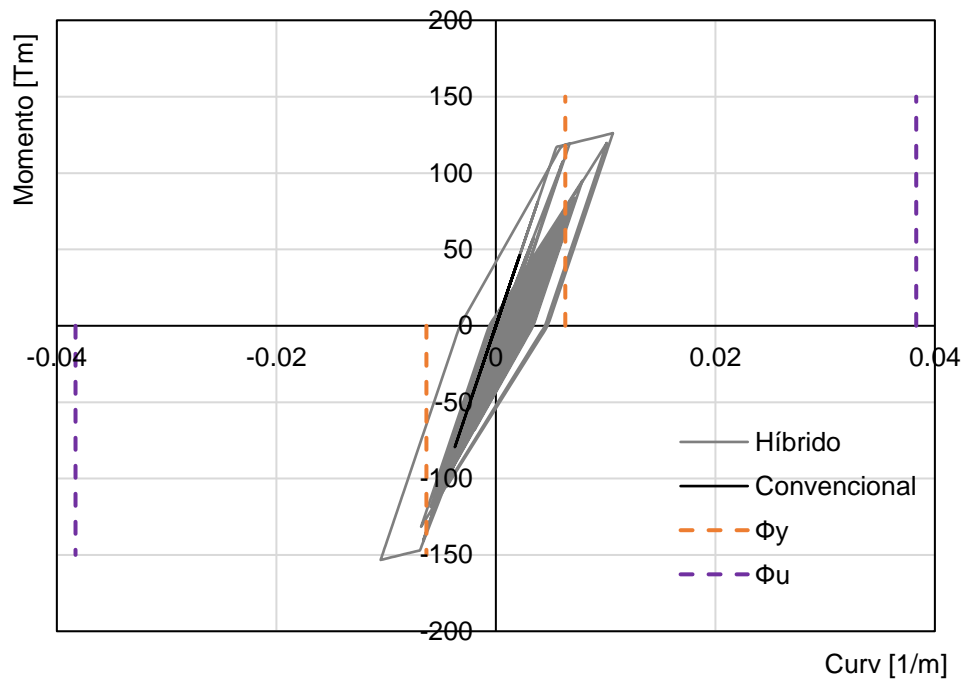


Figura 9.41 - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Viña del Mar.

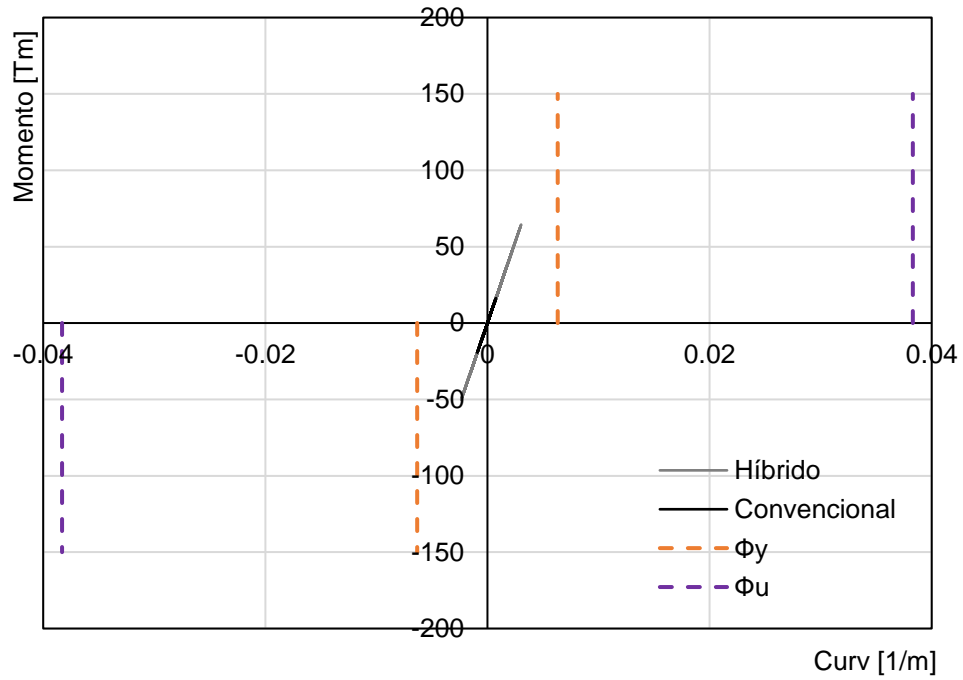


Figura 9.42 - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Concepción.

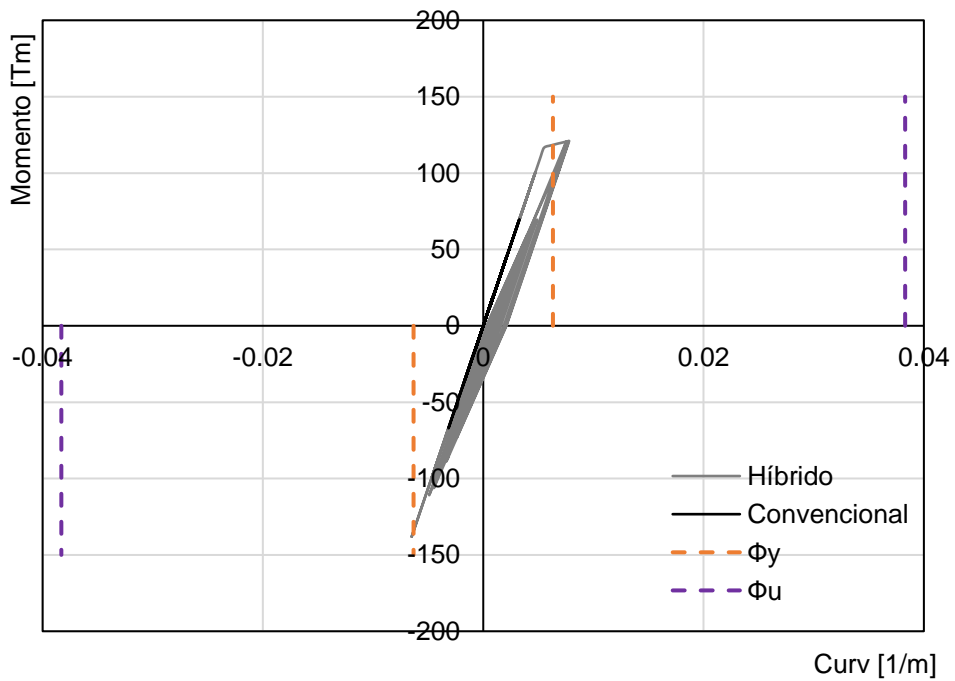
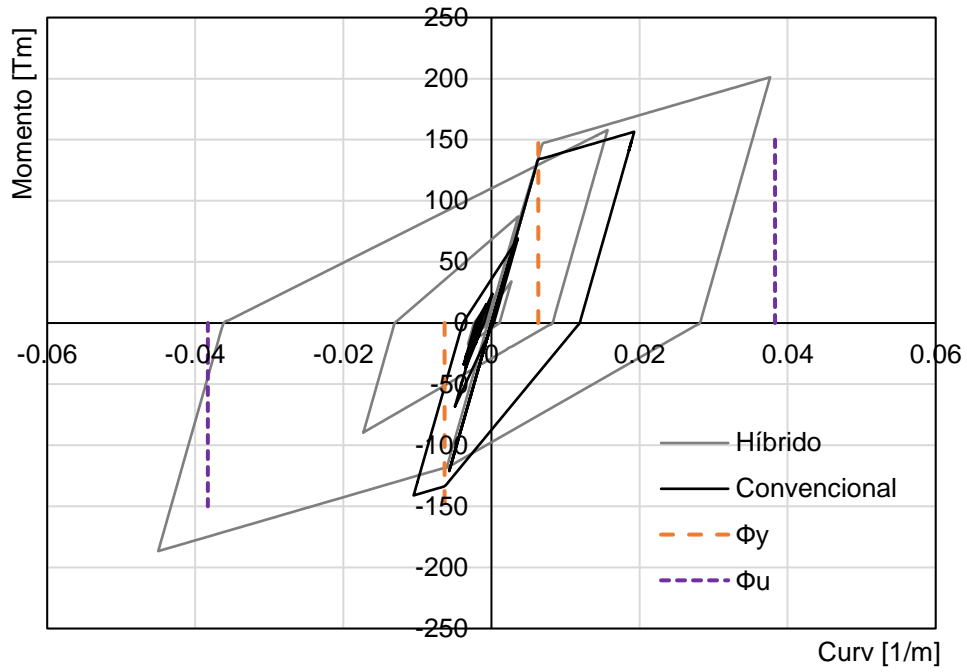
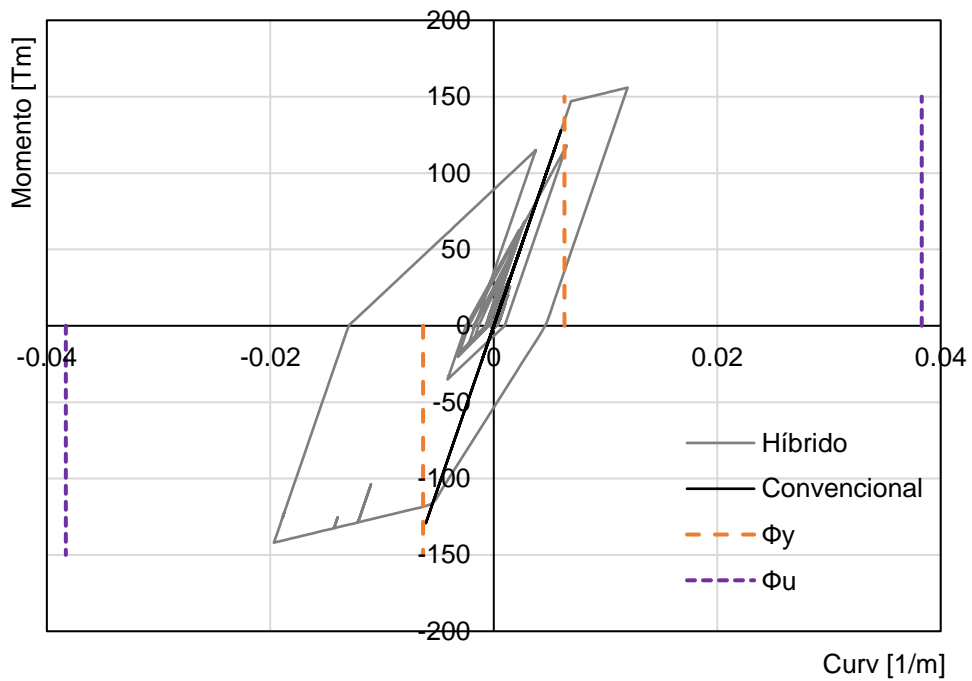


Figura 9.43 - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Llole.



**Figura 9.44** - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Christchurch.



**Figura 9.45** - Comparación Momento – Curvatura Col89, registro Sylmar.

Según las figuras, en el caso de los muros, ambos sistemas tienen un comportamiento similar, en cuanto a fluencia y rotaciones plásticas. En el caso de los registros extranjeros, la rotación del muro convencional es altamente superada por el muro híbrido por lo que se espera una mayor disipación de energía. Las vigas del marco híbrido experimentarían menores rotaciones comparadas con las vigas tradicionales por lo tanto se espera que el elemento se mantenga en el rango lineal sin presentar daño alguno. Ninguno de los elementos híbridos supera la rotación límite del 2%. La columna por su parte, toman mayor corte cuando son parte del sistema híbrido. Se puede observar una mayor incursión en el rango no-lineal con varios ciclos de histéresis, y que solo se alcanza la curvatura ultima de la columna (confinada) para el registro Christchurch que es de tipo impulsivo.

# CAPITULO X

## 10. Resumen y Conclusiones

### 10.1. Resumen

El presente trabajo estudia un edificio prototipo de 8 pisos estructurado con un sistema mixto de hormigón armado compuesto por muros rectangulares interiores y marcos perimetrales. El edificio se diseñó como una estructura monolítica convencional (hormigonada en sitio), siguiendo las especificaciones de la norma chilena Nch433Of.96mod2012 (que incluye los Decretos Supremos 60 y 61) y el Reglamento ACI318-08, vigentes en la actualidad en Chile. Además, se diseñó la estructura como una estructura con uniones híbridas tipo PRESS (Precast Structural Seismic System), siguiendo los requisitos de la Norma NZS3101:2006, el Manual de diseño PRESSSS propuesto por investigadores neozelandeses, y cumpliendo con los requerimientos sísmicos de la norma chilena NCH433Of.96mod2012. Para el diseño del edificio híbrido, se utiliza el método de diseño directo por desplazamientos (DDBD), utilizando un drift de diseño de 2%.

Con el propósito de estudiar las respuestas globales y locales del edificio diseñado con ambos sistemas, se realizaron análisis no-lineales en una de las direcciones principales de la estructura en planta. Se describe la calibración utilizada para determinar las reglas de histéresis utilizadas en los elementos en ambas estructuras (convencional e híbrida). Con el análisis incremental se estimó el desplazamiento de fluencia del sistema para ambos casos, concluyendo que ambos son muy similares entre sí.

Se realizó una serie de análisis dinámicos no-lineales (NLDA) utilizando cinco movimientos sísmicos registrados en Chile y en el extranjero. Se evalúa la respuesta global del edificio para ambos sistemas en términos de desplazamientos de techo en el tiempo, las deformadas de las estructuras en los instantes de máximo desplazamiento de techo, y los desplazamientos relativos de entrepiso. Para ambos sistemas se revisa el comportamiento momento-rotación o momento-curvatura en la base de los muros, una viga y la base de una columna, según corresponda. Además, se presentan las envolventes de corte y momento de los muros y una columna, obtenidos en cada caso.

Los resultados muestran que al utilizar uniones híbridas existe un leve aumento en los esfuerzos de corte, momento, y desplazamiento máximo en los muros, pero estos son previstos de manera efectiva al aplicar un diseño basado en desplazamientos, de manera que se cumple con los supuestos del diseño. Con la estructura híbrida se logra controlar disminuir los desplazamientos residuales que experimentaría la estructura luego ser sometida a cada registro, dadas sus propiedades de auto-centrado brindadas por el acero postensado.

### 10.2. Conclusiones

Los resultados de este trabajo indican que la estructura monolítica (diseñado con la norma chilena Nch433Of.2012 y el reglamento ACI318-08) es deficiente en algunos aspectos en comparación con la estructura PRESSSS. Uno de estos es la incorporación del diseño por capacidad en los muros PRESSSS, dado que este es requerido por la norma Neozelandesa NZS3101 con la que se diseñaron, pero no así la normativa chilena vigente con la que se diseñaron los muros monolíticos.

Según los análisis dinámicos, la estructura híbrida (PRESSSS) en estudio muestra, en general, un comportamiento satisfactorio ante las demandas impuestas por los registros chilenos. Sin

embargo, su desplazamiento máximo de techo sería significativamente mayor que el valor estimado con la norma Chilena Nch433 (DS60). Por esto, se sugiere implementar un diseño basado en desplazamientos considerando este último valor para el diseño de muros con uniones híbridas.

En particular, con los registros sísmicos impulsivos considerados, la incorporación de uniones híbridas no presenta una mejoría en el desempeño del edificio con respecto a la estructura monolítica, dado que los desplazamientos máximos de techo y de entrepiso son mayores a los experimentados por la estructura convencional. Sin embargo, en todos los casos, los desplazamientos relativos de entrepiso no superaron el 2.5% de la altura de entrepiso, el límite establecido por la Normativa Neozelandesa, entre otras.

Los resultados muestran que la estructura híbrida no experimentaría desplazamientos residuales significativos, incluso al ser sometida a los registros impulsivos (Christchurch y Sylmar), aun cuando las columnas que se utilizaron fueron monolíticas, tal como lo recomienda el Manual de Diseño PRESS Neozelandés. Dado que los desplazamientos remanentes obtenidos con la estructura monolítica son bastante mayores que los obtenidos con el edificio híbrido, se concluye que esta es una gran ventaja que tiene este último sistema por sobre el primero. Por lo tanto, en el caso particular estudiado en este trabajo, el sistema híbrido puede ser considerado como una solución factible en comparación con a la estructuración tradicional.

El análisis de los ciclos de histéresis de las conexiones del edificio híbrido muestra claramente el efecto de auto-centrado de los elementos que poseen postensado. Además, las curvas momento-rotación (caso híbrido) y momento-rotación equivalente (caso monolítico) muestran que ambos sistemas tienen una resistencia similar a flexión. En algunos casos, el sistema híbrido presentó una mayor disipación de energía que el sistema convencional.

De este trabajo se concluye que es posible, en principio, construir una estructura como la que se estudió, que puede ser representativa de la práctica Chilena, utilizando muros mecedores y marcos con vigas con uniones híbridas. Sin embargo, es necesario notar que los análisis no incluyen sollicitaciones sísmicas en ambas direcciones horizontales ni en el sentido vertical. Para investigaciones futuras, se recomienda modelar elementos con multi-resortes, incluir en el modelo no-lineal el punto de descompresión en las uniones híbridas y también realizar un diseño con disipadores externos, histeréticos o viscoelásticos, con el fin de facilitar su reemplazo o reparación en caso de presentar daños después de un terremoto.

## 11. Referencias

- [1] H. J. van der Stam O., *Aplicación de Uniones Híbridas al Diseño de Muros de Hormigón Armado, Evaluación de la Respuesta y Comparación con Muros Convencionales*, Valparaíso: Trabajo de Título, 2015.
- [2] T. Holden, J. Restrepo y J. B. Mander, «Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, pp. 286-296, 2003.
- [3] J. Restrepo y A. Rahman, «Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 133, pp. 1560-1570, 2007.
- [4] D. Marriot, S. Pampanin, A. Palermo y D. Bull, «Dynamic Testing of Precast, Post-Tensioned Rocking Wall Systems with Alternative Dissipating Solutions,» *Bulletin of NZSEE*, vol. 41, n° 2, pp. 90-103, 2008.
- [5] D. Marriot, «The Development of High-Performance Post-tensioned Rocking Systems for the Seismic,» Christchurch, New Zealand, 2009.
- [6] M. J. N. Priestley, S. Sritahran, S. Pampanin y J. Conley, «Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building,» *PCI Journal*, vol. 44, pp. 42-67, 1999.
- [7] S. Pampanin, D. Marriot y A. Palermo, *PRESSS (PREcast Seismic Structural System) Design Handbook (2010 ed.)*, Auckland, New Zealand: NZ Concrete Society, 2010.
- [8] R. E. Englekirk, «Design-Construction of The Paramount – A 39-Story Precast Prestressed Concrete Apartment Building,» *PCI Journal*, vol. 47, pp. 56-71, 2002.
- [9] P. Bonelli, «Innovación en prefabricados en Chile,» de *Seminario Internacional del Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (ICH)*, Santiago, Chile, 2017.
- [10] M. Á. Sabrá, «Aislamiento Sísmico de Edificio Habitacional Prefabricado,» de *1er Congreso de Proyectos de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile, 2012.
- [11] Standards New Zealand (SNZ), «NZS 3101:2006: Concrete Structures Standard, Part 1, The design of Concrete Structures,» Wellington, New Zealand, 2006.
- [12] Instituto Nacional de Normalización (INN), *Nch433Of.1996Mod2012: Diseño sísmico de edificios*, Santiago, Chile, 2012.
- [13] American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI318-08*, American Concrete Institute, 2008.
- [14] M. J. N. Priestley, «Direct Displacement-Based Design of Precast/Prestressed Concrete Buildings,» *PCI Journal*, vol. 47, n° 6, pp. 66-79, 2002.

- [15] S. Pampanin, P. M. J. Nigel y S. Sritharan, «Analytical Modelling of the Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed With Ductile Connections,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 329-367, 2001.
- [16] A. Palermo, S. Pampanin y A. J. Carr, «Efficiency of Simplified Alternative Modeling Approaches to Predict the Seismic Response of Precast Concrete Hybrid Systems,» de *fib Symposium "Keep Concrete Attractive"*, Budapest, 2005.
- [17] Instituto Nacional de Normalización (INN), «Diseño Estructural: Cargas permanentes y cargas de uso,» Santiago, Chile., 2009.
- [18] ETABS 17.0.1, *Three-Dimensional Analysis Static and Dynamic Analysis of Structures*, CSI, 2017.
- [19] Instituto Nacional de Normalización (INN), «Nch 3171.Of2010: Diseño Estructural - Disposiciones generales y Combinaciones de Cargas,» Santiago, Chile, 2010.
- [20] Instituto Nacional de Normalización, *Hormigon - Requisitos Generales*, Santiago, 1985.
- [21] D. Kent y R. Park, «Flexural Members with Confined Concrete,» *Jornal of the Structural Division*, vol. 19, 1971.
- [22] Computer & Structures Inc., *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, California, USA: CSI, 2015.
- [23] P. Quintana, «Evaluación Análítica del Daño en un Edificio de Hormigon Armado,» MSc Thesis, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaiso, Chile., 2008.
- [24] M. Romero A., «Evaluacion de la Respuesta Sísmica y el Costo de un Edificio de Hormigón Armado con Base Fija y Aslado con Dispositivos LRB y SMA,» Trabajo de Título, Universidad de Valparaíso. Valparaiso, Chile., 2020.
- [25] B. Mander, M. J. Priestley y R. Park, «Theoretical stress-strain model for confined concrete,» *Journal of structural engineering*, vol. 114, nº 8, pp. 1804-1826, 1984.
- [26] M. Tadros y R. K. Devalapura, «Stress-Strain Modeling of 270 ksi Low-Relaxation Prestressing Strands,» *PCI Journal*, vol. 37, pp. 100-106, 1992.
- [27] A. J. Carr, *Ruaumoko 2D - Dybnamic Analisis of 2- Dimensional In-Elastic Structures*, Nueva Zelanda: Univerisdad de Canterbury, Christchurch, 2007.
- [28] T. Paulay y M. J. N. Priestley, *Seismic Desing Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, 1992.
- [29] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi y M. J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Pavia, Italy: IUSS Press, 2007.
- [30] T. Paulay, «A displacemete-Focused Seismic Design of Mixed Building Systems,» *Earthquake Spectra*, vol. 18, nº 4, pp. 689-718, 2002.

- [31] C. Christopoulos, S. Pampanin y M. J. N. Priestley, «Performance - Based Seismic Response of Frame Structures Including Residual Deformations. Part I: Single - Degree of Freedom Systems»,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 7, nº 1, pp. 97-118, 2003.
- [32] C. Christopoulos, A. Filiatrault y B. Folz, «Seismic Response of Self-Centring Hysteretic SDOF Systems»,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, nº 31, pp. 1131 - 1150, 2002.
- [33] L. F. Aragaw y P. M. Calvi, «Comparing The Performance of Traditional Shear-Wall and Rocking Shear-Wall Structures Designed Using the Direct-Displacement Based Design Approach»,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, pp. 1345-1369, 2019.
- [34] M. J. N. Priestley y D. N. Grant, «Viscous Damping In Seismic Design and Analysis»,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 9, nº 2, pp. 229-255, 2005.
- [35] D. Pennucci, G. M. Calvi y T. J. Sullivan, «Displacement-Based Design of Precast Walls with Additional Dampers»,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 13, pp. 40-65, 2009.
- [36] W. L. y C. C., «Mitigation of Higher Mode Effects in Base-Rocking Systems by Using Multiple Rocking Sections»,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 13, pp. 83-108, 2009.
- [37] H. Krawinkler. y G. Seneviratna, «Pros and Cons of a Pushover Analysis Procedure using Vertically "Regular" and "Irregular" Generic Frames»,» *Journal of Engineering Structures*, 1998.

## 12. Anexos

### A. Disposición 5.9.3 Norma Nch433 (Análisis sísmico).

Piso	Esg. Superior Izquierda						Esg. Superior Derecha					
	SISMO X			SISMO Y			SISMO X			SISMO Y		
	Drift X/h	Drift X (CM)	$\Delta$ c/r CM	Drift Y/h	Drift Y (CM)	$\Delta$ c/r CM	Drift X/h	Drift X (CM)	$\Delta$ c/r CM	Drift Y/h	Drift Y (CM)	$\Delta$ c/r CM
8	0.00054	0.00052	<b>0.00003</b>	0.00162	0.00140	<b>0.00022</b>	0.00054	0.00052	<b>0.00003</b>	0.00162	0.00140	<b>0.00022</b>
7	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00163	0.00141	<b>0.00022</b>	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00163	0.00141	<b>0.00022</b>
6	0.00058	0.00055	<b>0.00003</b>	0.00160	0.00138	<b>0.00022</b>	0.00058	0.00055	<b>0.00003</b>	0.00160	0.00138	<b>0.00022</b>
5	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00152	0.00130	<b>0.00022</b>	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00152	0.00130	<b>0.00022</b>
4	0.00053	0.00050	<b>0.00003</b>	0.00136	0.00116	<b>0.00020</b>	0.00053	0.00050	<b>0.00003</b>	0.00136	0.00116	<b>0.00020</b>
3	0.00045	0.00043	<b>0.00002</b>	0.00112	0.00095	<b>0.00017</b>	0.00045	0.00043	<b>0.00002</b>	0.00112	0.00095	<b>0.00017</b>
2	0.00035	0.00034	<b>0.00002</b>	0.00079	0.00067	<b>0.00012</b>	0.00035	0.00034	<b>0.00002</b>	0.00079	0.00067	<b>0.00012</b>
1	0.00020	0.00019	<b>0.00001</b>	0.00036	0.00030	<b>0.00006</b>	0.00020	0.00019	<b>0.00001</b>	0.00036	0.00030	<b>0.00006</b>
0	0.00000	0.00000	<b>0.00000</b>	0.00000	0.00000	<b>0.00000</b>	0.00054	0.00052	<b>0.00003</b>	0.00162	0.00140	<b>0.00022</b>

Piso	Esg. Inferior Izquierda						Esg. Inferior Derecha					
	SISMO X			SISMO Y			SISMO X			SISMO Y		
	Drift X/h	Drift X (CM)	$\Delta$ c/r CM	Drift Y/h	Drift Y (CM)	$\Delta$ c/r CM	Drift X/h	Drift X (CM)	$\Delta$ c/r CM	Drift Y/h	Drift Y (CM)	$\Delta$ c/r CM
8	0.00054	0.00052	<b>0.00003</b>	0.00162	0.00140	<b>0.00022</b>	0.00054	0.00052	<b>0.00003</b>	0.00162	0.00140	<b>0.00022</b>
7	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00163	0.00141	<b>0.00022</b>	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00163	0.00141	<b>0.00022</b>
6	0.00058	0.00055	<b>0.00003</b>	0.00160	0.00138	<b>0.00022</b>	0.00058	0.00055	<b>0.00003</b>	0.00160	0.00138	<b>0.00022</b>
5	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00152	0.00130	<b>0.00022</b>	0.00057	0.00054	<b>0.00003</b>	0.00152	0.00130	<b>0.00022</b>
4	0.00053	0.00050	<b>0.00003</b>	0.00136	0.00116	<b>0.00020</b>	0.00053	0.00050	<b>0.00003</b>	0.00136	0.00116	<b>0.00020</b>
3	0.00045	0.00043	<b>0.00002</b>	0.00112	0.00095	<b>0.00017</b>	0.00045	0.00043	<b>0.00002</b>	0.00112	0.00095	<b>0.00017</b>
2	0.00035	0.00034	<b>0.00002</b>	0.00079	0.00067	<b>0.00012</b>	0.00035	0.00034	<b>0.00002</b>	0.00079	0.00067	<b>0.00012</b>
1	0.00020	0.00019	<b>0.00001</b>	0.00036	0.00030	<b>0.00006</b>	0.00020	0.00019	<b>0.00001</b>	0.00036	0.00030	<b>0.00006</b>
0	0.00000	0.00000	<b>0.00000</b>	0.00000	0.00000	<b>0.00000</b>	0.00000	0.00000	<b>0.00000</b>	0.00000	0.00000	<b>0.00000</b>

## B. Elevaciones

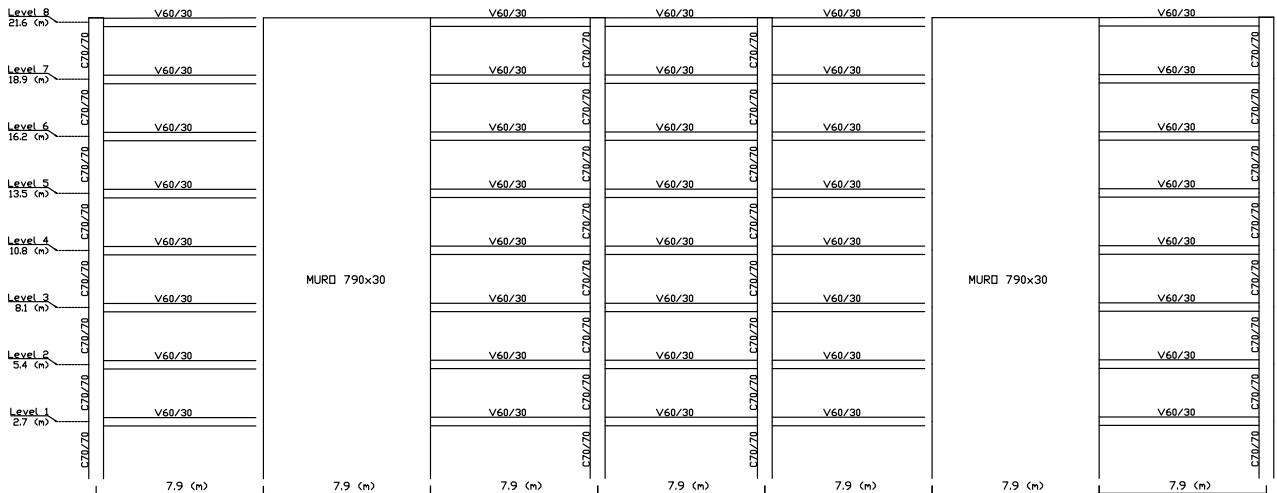


Figura B.1 - Elevación Eje 1 y 4, dirección X

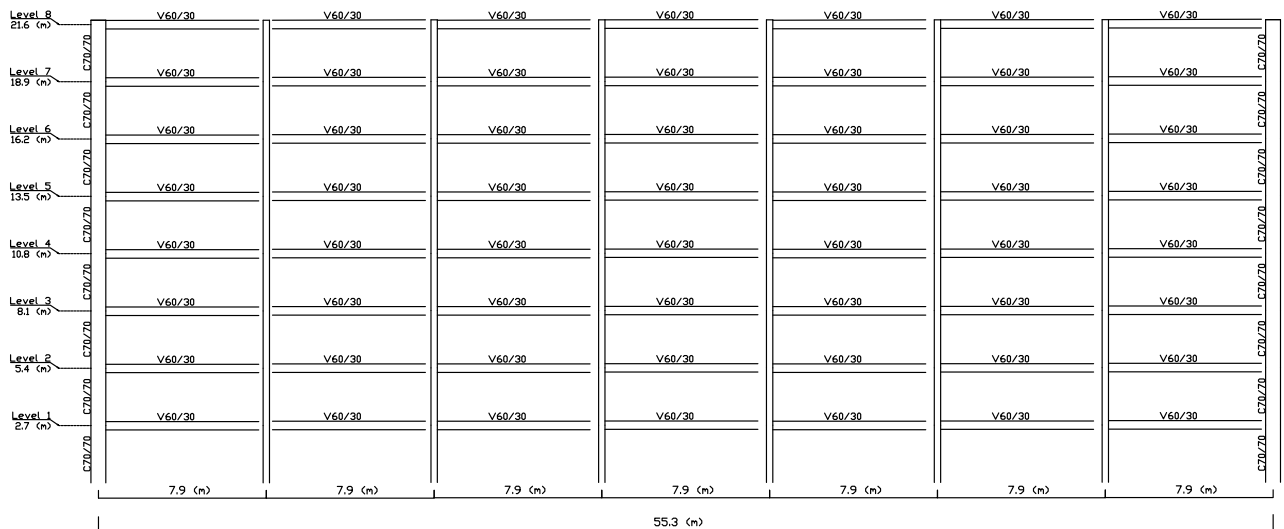


Figura B.2 - Elevación Eje 2 y 3, dirección X

### C. Código Ruaumoko Estructura Híbrida

```

! Description Analysis
MDOF MODEL ESTRUCTURA HIBRIDA
! Units: TONF, m
! Viscous damping is Rayleigh initial stiffness
! Principal Analysis Options
! IPANAL IFMT IPLAS IPCONM ICTYPE IPVERT INLGEO IPNF IZERO ORTHO IMODE
2 0 1 1 2 0 0 0 0 0 0
! Frame Control Parameters
! NNP NMEM NTYPE M MODE1 MODE2 GRAV C1 C2 DT TIME
FACTOR
114 131 7 12 1 2 9.8 5 5 0.005 110 1
! Output Intervals and Plotting Control Parameters
! KP KPA KPLOT JOUT DSTORT DFACT XMAX YMAX NLEVEL NUP IRESID
KDUMP
1 1 10 0 1 10 1 1 9 2 1 0
! Iteration Control and Wave Velocities
! MAXIT MAXCIT FTEST WAVEX WAVEY THETA DXMAX DYMAX D OMEGA F
5 5 0.0001 !
! Nodal Point Input
NODES 1
! N X(N) Y(N) NF1 NF2 NF3 KUP1 KUP2 KUP3 IOUT
1 0 0 1 1 1 0 0 0 ! Base
2 6.7 0 1 1 1 0 0 0
3 13.4 0 1 1 1 0 0 0
4 20.1 0 1 1 1 0 0 0
5 22.1 0 1 1 1 0 0 0
6 24.1 0 1 1 1 0 0 0
7 26.1 0 1 1 1 0 0 0
8 0 2.7 0 0 0 0 0 0 ! Level 1
9 6.7 2.7 0 0 0 8 0 0
10 13.4 2.7 0 0 0 8 0 0
11 20.1 2.7 0 0 0 8 0 0
12 22.1 2.7 0 0 0 8 0 0
13 24.1 2.7 0 0 0 8 0 0
14 26.1 2.7 0 0 0 8 0 0
15 0 5.4 0 0 0 0 0 0 ! Level 2
16 6.7 5.4 0 0 0 15 0 0
17 13.4 5.4 0 0 0 15 0 0
18 20.1 5.4 0 0 0 15 0 0
19 22.1 5.4 0 0 0 15 0 0
20 24.1 5.4 0 0 0 15 0 0
21 26.1 5.4 0 0 0 15 0 0
22 0 8.1 0 0 0 0 0 0 ! Level 3
23 6.7 8.1 0 0 0 22 0 0
24 13.4 8.1 0 0 0 22 0 0
25 20.1 8.1 0 0 0 22 0 0
26 22.1 8.1 0 0 0 22 0 0
27 24.1 8.1 0 0 0 22 0 0
28 26.1 8.1 0 0 0 22 0 0
29 0 10.8 0 0 0 0 0 0 ! Level 4
30 6.7 10.8 0 0 0 29 0 0
31 13.4 10.8 0 0 0 29 0 0
32 20.1 10.8 0 0 0 29 0 0
33 22.1 10.8 0 0 0 29 0 0
34 24.1 10.8 0 0 0 29 0 0
35 26.1 10.8 0 0 0 29 0 0
36 0 13.5 0 0 0 0 0 0 ! Level 5
37 6.7 13.5 0 0 0 36 0 0
38 13.4 13.5 0 0 0 36 0 0
39 20.1 13.5 0 0 0 36 0 0
40 22.1 13.5 0 0 0 36 0 0
41 24.1 13.5 0 0 0 36 0 0
42 26.1 13.5 0 0 0 36 0 0
43 0 16.2 0 0 0 0 0 0 ! Level 6
44 6.7 16.2 0 0 0 43 0 0

```

45	13.4	16.2	0	0	0	43	0	0	
46	20.1	16.2	0	0	0	43	0	0	
47	22.1	16.2	0	0	0	43	0	0	
48	24.1	16.2	0	0	0	43	0	0	
49	26.1	16.2	0	0	0	43	0	0	
50	0	18.9	0	0	0	0	0	0	! Level 7
51	6.7	18.9	0	0	0	50	0	0	
52	13.4	18.9	0	0	0	50	0	0	
53	20.1	18.9	0	0	0	50	0	0	
54	22.1	18.9	0	0	0	50	0	0	
55	24.1	18.9	0	0	0	50	0	0	
56	26.1	18.9	0	0	0	50	0	0	
57	0	21.6	0	0	0	0	0	0	! Level 8
58	6.7	21.6	0	0	0	57	0	0	
59	13.4	21.6	0	0	0	57	0	0	
60	20.1	21.6	0	0	0	57	0	0	
61	22.1	21.6	0	0	0	57	0	0	
62	24.1	21.6	0	0	0	57	0	0	
63	26.1	21.6	0	0	0	57	0	0	
64	0.001	2.7	0	0	0	8	1	0	!Resortes MarcoNivel1
65	6.699	2.7	0	0	0	8	2	0	
66	6.701	2.7	0	0	0	8	2	0	
67	13.399	2.7	0	0	0	8	3	0	
68	13.401	2.7	0	0	0	8	3	0	
69	20.099	2.7	0	0	0	8	4	0	
70	0.001	5.4	0	0	0	15	1	0	!Resortes MarcoNivel2
71	6.699	5.4	0	0	0	15	2	0	
72	6.701	5.4	0	0	0	15	2	0	
73	13.399	5.4	0	0	0	15	3	0	
74	13.401	5.4	0	0	0	15	3	0	
75	20.099	5.4	0	0	0	15	4	0	
76	0.001	8.1	0	0	0	22	1	0	!Resortes MarcoNivel3
77	6.699	8.1	0	0	0	22	2	0	
78	6.701	8.1	0	0	0	22	2	0	
79	13.399	8.1	0	0	0	22	3	0	
80	13.401	8.1	0	0	0	22	3	0	
81	20.099	8.1	0	0	0	22	4	0	
82	0.001	10.8	0	0	0	29	1	0	!Resortes MarcoNivel4
83	6.699	10.8	0	0	0	29	2	0	
84	6.701	10.8	0	0	0	29	2	0	
85	13.399	10.8	0	0	0	29	3	0	
86	13.401	10.8	0	0	0	29	3	0	
87	20.099	10.8	0	0	0	29	4	0	
88	0.001	13.5	0	0	0	36	1	0	!Resortes MarcoNivel5
89	6.699	13.5	0	0	0	36	2	0	
90	6.701	13.5	0	0	0	36	2	0	
91	13.399	13.5	0	0	0	36	3	0	
92	13.401	13.5	0	0	0	36	3	0	
93	20.099	13.5	0	0	0	36	4	0	
94	0.001	16.2	0	0	0	43	1	0	!Resortes MarcoNivel6
95	6.699	16.2	0	0	0	43	2	0	
96	6.701	16.2	0	0	0	43	2	0	
97	13.399	16.2	0	0	0	43	3	0	
98	13.401	16.2	0	0	0	43	3	0	
99	20.099	16.2	0	0	0	43	4	0	
100	0.001	18.9	0	0	0	50	1	0	!Resortes MarcoNivel7
101	6.699	18.9	0	0	0	50	2	0	
102	6.701	18.9	0	0	0	50	2	0	
103	13.399	18.9	0	0	0	50	3	0	
104	13.401	18.9	0	0	0	50	3	0	
105	20.099	18.9	0	0	0	50	4	0	
106	0.001	21.6	0	0	0	57	1	0	!Resortes MarcoNivel8
107	6.699	21.6	0	0	0	57	2	0	
108	6.701	21.6	0	0	0	57	2	0	
109	13.399	21.6	0	0	0	57	3	0	
110	13.401	21.6	0	0	0	57	3	0	
111	20.099	21.6	0	0	0	57	4	0	

112	22.1	0.001	0	0	0	5	5	0	!Resorte Muros
113	24.1	0.001	0	0	0	6	6	0	
114	26.1	0.001	0	0	0	7	7	0	

DRIFT

1      8      15      22      29      36      43      50      57

ELEMENTS      1

!	N	MT	NODE1	NODE2	NODE3	NODE4	IOUT			
	1	6	8	64	0	0	!	level	1	beams
	2	1	64	65	0	0				
	3	6	65	9	0	0				
	4	6	9	66	0	0				
	5	1	66	67	0	0				
	6	6	67	10	0	0				
	7	6	10	68	0	0				
	8	1	68	69	0	0				
	9	6	69	11	0	0				
	10	6	15	70	0	0	!	level	2	beams
	11	1	70	71	0	0				
	12	6	71	16	0	0				
	13	6	16	72	0	0				
	14	1	72	73	0	0				
	15	6	73	17	0	0				
	16	6	17	74	0	0				
	17	1	74	75	0	0				
	18	6	75	18	0	0				
	19	6	22	76	0	0	!	level	3	beams
	20	1	76	77	0	0				
	21	6	77	23	0	0				
	22	6	23	78	0	0				
	23	1	78	79	0	0				
	24	6	79	24	0	0				
	25	6	24	80	0	0				
	26	1	80	81	0	0				
	27	6	81	25	0	0				
	28	6	29	82	0	0	!	level	4	beams
	29	1	82	83	0	0				
	30	6	83	30	0	0				
	31	6	30	84	0	0				
	32	1	84	85	0	0				
	33	6	85	31	0	0				
	34	6	31	86	0	0				
	35	1	86	87	0	0				
	36	6	87	32	0	0				
	37	6	36	88	0	0	!	level	5	beams
	38	2	88	89	0	0				
	39	6	89	37	0	0				
	40	6	37	90	0	0				
	41	2	90	91	0	0				
	42	6	91	38	0	0				
	43	6	38	92	0	0				
	44	2	92	93	0	0				
	45	6	93	39	0	0				
	46	6	43	94	0	0	!	level	6	beams
	47	2	94	95	0	0				
	48	6	95	44	0	0				
	49	6	44	96	0	0				
	50	2	96	97	0	0				
	51	6	97	45	0	0				
	52	6	45	98	0	0				
	53	2	98	99	0	0				
	54	6	99	46	0	0				

55	6	50	100	0	0	!	level	7	beams
56	2	100	101	0	0				
57	6	101	51	0	0				
58	6	51	102	0	0				
59	2	102	103	0	0				
60	6	103	52	0	0				
61	6	52	104	0	0				
62	2	104	105	0	0				
63	6	105	53	0	0				
64	6	57	106	0	0	!	level	8	beams
65	2	106	107	0	0				
66	6	107	58	0	0				
67	6	58	108	0	0				
68	2	108	109	0	0				
69	6	109	59	0	0				
70	6	59	110	0	0				
71	2	110	111	0	0				
72	6	111	60	0	0				
73	3	1	8	0	0	!	Col	EJE	A
74	4	8	15	0	0				
75	4	15	22	0	0				
76	4	22	29	0	0				
77	4	29	36	0	0				
78	4	36	43	0	0				
79	4	43	50	0	0				
80	4	50	57	0	0				
81	3	2	9	0	0	!	Col	EJE	B
82	4	9	16	0	0				
83	4	16	23	0	0				
84	4	23	30	0	0				
85	4	30	37	0	0				
86	4	37	44	0	0				
87	4	44	51	0	0				
88	4	51	58	0	0				
89	3	3	10	0	0	!	Col	EJE	C
90	4	10	17	0	0				
91	4	17	24	0	0				
92	4	24	31	0	0				
93	4	31	38	0	0				
94	4	38	45	0	0				
95	4	45	52	0	0				
96	4	52	59	0	0				
97	3	4	11	0	0	!	Col	EJE	D
98	4	11	18	0	0				
99	4	18	25	0	0				
100	4	25	32	0	0				
101	4	32	39	0	0				
102	4	39	46	0	0				
103	4	46	53	0	0				
104	4	53	60	0	0				
105	7	5	112	0	0	!	Muro	Eje	2
106	5	112	12	0	0				
107	5	12	19	0	0				
108	5	19	26	0	0				
109	5	26	33	0	0				
110	5	33	40	0	0				
111	5	40	47	0	0				
112	5	47	54	0	0				
113	5	54	61	0	0				
114	7	6	113	0	0	!	Muro	Eje	3
115	5	113	13	0	0				
116	5	13	20	0	0				
117	5	20	27	0	0				
118	5	27	34	0	0				
119	5	34	41	0	0				
120	5	41	48	0	0				

121	5	48	55	0	0
122	5	55	62	0	0
123	7	7	114	0	0
124	5	114	14	0	0
125	5	14	21	0	0
126	5	21	28	0	0
127	5	28	35	0	0
128	5	35	42	0	0
129	5	42	49	0	0
130	5	49	56	0	0
131	5	56	63	0	0

! Muro Eje 3

```

! Member Property Tables
PROPS
! N MTYPE
1 FRAME ! Vigas Marco nivel 1 a 4
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMG ICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 0 0 0 0 0 0 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
2.39E+06 994800 0.18 0.15 0.0054 0 0.35 0.35 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-6 -6 0 0 0 0 0

2 FRAME ! Vigas marco nivel 5 a 8
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMG ICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 0 0 0 0 0 0 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
2387520 994800 0.18 0.15 0.0054 0 0.35 0.35 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-7 -7 0 0 0 0 0

3 FRAME ! Columnas Marco nivel 1
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMG ICOL IGA
1 0 0 4 0 0 1 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
2387520 994800 0.49 0.4083 0.0089 0 0 0.3 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.083 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Beam Yield Conditions Column
! PYC PB Mb M1B M2B M0 PYT IEND
-1344 -838 117 147 142 93 319 0
! ALFA BETA NF KKK
0 0.6 1 2 ! Takeda

4 FRAME ! Columnas Marco Nivel 2 a 8
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMG ICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
2387520 994800 0.49 0.4083 0.02 0 0.3 0.3 0 0

5 FRAME ! muro elastico
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMG ICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
2387520 994800 2.01 1.68 7.52 0 0 0 0

```

6		SPRING !			Resorte Vigas							
!	General	member	data									
!	ITYPE	IHYST	ILOS	IDAMG	KX	KY	GJ	WGT	RF	RT	PSX	PSY
	PSZ	THETA	ITRUSS	IOP	SL	!						
	1	50	0	0	0	0	20103	0	0	0.025	0	0
	0	0	0	0	0	!	Basic	section	properties			
!	FX+	FX-	FY+	FY-	MZ+	MZ-						
	0	0	0	0	59.4	-59.4	!	Condiciones de		Fluencia		
	0.86	0.86	0.86	!	Regla	de	histeresis					

7		SPRING !			Resorte Muros							
!	General	member	data									
!	ITYPE	IHYST	ILOS	IDAMG	KX	KY	GJ	WGT	RF	RT	PSX	PSY
	PSZ	THETA	ITRUSS	IOP	SL	!						
	1	50	0	0	0	0	3372942	0	0	0.021	0	0
	0	0	0	0	0	!	Basic	section	properties			
!	FX+	FX-	FY+	FY-	MZ+	MZ-						
	0	0	0	0	5253	-5253	!	Condiciones de		Fluencia		
!	Beta	1	Beta	2	Beta	3						
	0.63	0.63	0.63	!	Regla	de	histéresis n50					

WEIGHTS		0					
!	N	WX	WY	WM			
!	EXTERNAL	MODAL	LOADS	(GRAVITY)			
	8	470	0	0	!	level	1
	15	470	0	0	!	level	2
	22	470	0	0	!	level	3
	29	470	0	0	!	level	4
	36	470	0	0	!	level	5
	43	470	0	0	!	level	6
	50	470	0	0	!	level	7
	57	396	0	0	!	level	8

LOADS							
!	N	FX	FY	FM			
	1	0	0	0	!	Base	
	2	0	0	0			
	3	0	0	0			
	4	0	0	0			
	5	0	0	0			
	6	0	0	0			
	7	0	0	0			
	8	0	-16	0	!	Level	1
	9	0	-27	0			
	10	0	-27	0			
	11	0	-16	0			
	12	0	-101	0			
	13	0	-101	0			
	14	0	-101	0			
	15	0	-16	0	!	Level	2
	16	0	-26	0			
	17	0	-26	0			
	18	0	-16	0			
	19	0	-100	0			
	20	0	-100	0			
	21	0	-100	0			
	22	0	-16	0	!	Level	3
	23	0	-26	0			
	24	0	-26	0			
	25	0	-16	0			
	26	0	-100	0			
	27	0	-100	0			
	28	0	-100	0			
	29	0	-16	0	!	Level	4

30	0	-26	0					
31	0	-26	0					
32	0	-16	0					
33	0	-100	0					
34	0	-100	0					
35	0	-100	0					
36	0	-16	0	!	Level	5		
37	0	-26	0					
38	0	-26	0					
39	0	-16	0					
40	0	-100	0					
41	0	-100	0					
42	0	-100	0					
43	0	-16	0	!	Level	6		
44	0	-26	0					
45	0	-26	0					
46	0	-16	0					
47	0	-100	0					
48	0	-100	0					
49	0	-100	0					
50	0	-16	0	!	Level	7		
51	0	-26	0					
52	0	-26	0					
53	0	-16	0					
54	0	-100	0					
55	0	-100	0					
56	0	-100	0					
57	0	-14	0	!	Level	8		
58	0	-22	0					
59	0	-22	0					
60	0	-14	0					
61	0	-85	0					
62	0	-85	0					
63	0	-85	0					

EQUAKE VMM\_1985.EQF

!	IBERG	ISTART	DELTAT	ASCALE	END	VEL	DIS	TSCALE
	3	1	0.02	1	-1	0	0	1